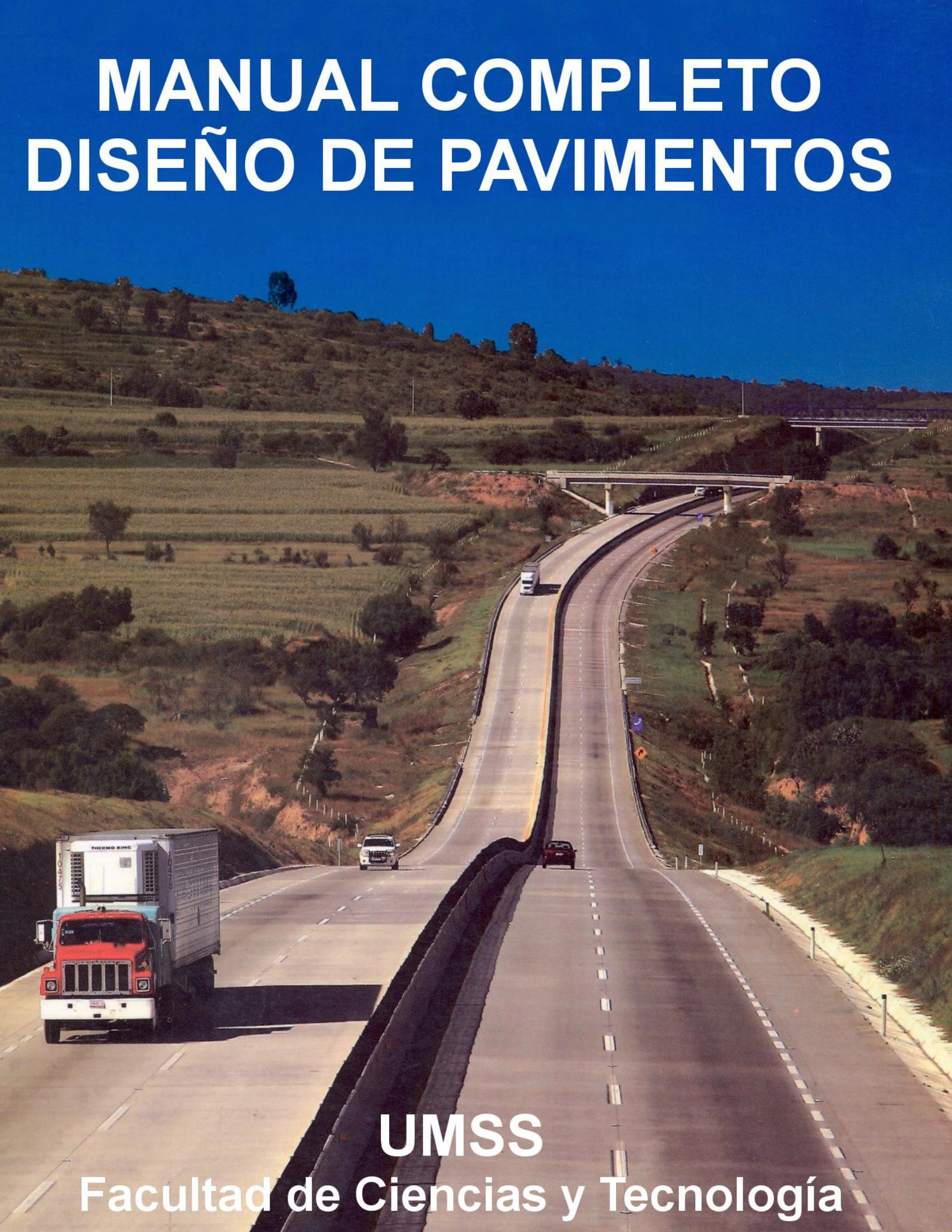
MANUAL COMPLETO DISEÑO DE PAVIMENTOS



UMSS
Facultad de Ciencias y Tecnología

Contenido General

CAPITULO I 1
I. INTRODUCCIÓN 2
I.1. FUNCIONES DE UN PAVIMENTO 2
I.2. COMPONENTES DE UN PAVIMENTO 3
I.3. PROYECTO DE UN PAVIMENTO 5
I.4. TIPOS DE PAVIMENTOS 10
I.4.1. PAVIMENTOS CON TRATAMIENTO SUPERFICIAL 10
I.4.2. PAVIMENTOS FLEXIBLES 11
1.4.3. PAVIMENTOS RÍGIDOS 11
I.4.4. PAVIMENTOS SEMIRÍGIDOS 11
I.5. CONSIDERACIONES SOBRE LOS SUELOS DE FUNDACIÓN 12
I.6. DRENAJE Y SUBDRENAJE 17
I.7. MÓDULO DE RESILIENCIA 17
I.8. CONFIGURACIÓN DE EJES 20
I.8.1. DEFINICIONES 20
I.8.2. PESO ADMISIBLE POR NEUMÁTICO 21

CAPITULO II 26
II. AGREGADOS PÉTREOS Y MATERIALES ASFÁLTICOS 27
II.1. AGREGADOS PÉTREOS 27
II.1.1. ESPECIFICACIÓNES DE LOS AGREGADOS PARA BASE Y SUB-BASE 27
II.1.2. PROPIEDADES DE LOS AGREGADOS 28
II.1.2.1. TAMAÑO DE PARTÍCULAS Y GRADUACIÓN DE LOS AGREGADOS 28
II.1.2.2. RESISTENCIA AL DESGASTE 29
II.1.2.3. DURABILIDAD O RESISTENCIA AL INTEMPERISMO 30
II.1.2.4. DENSIDAD RELATIVA Y ABSORCIÓN 30
II.1.2.5. ESTABILIDAD QUÍMICA DE LOS AGREGADOS 32
II.1.2.6. FORMA, TEXTURA Y LIMPIEZA DEL AGREGADO 33
II.2. MATERIALES ASFÁLTICOS 34
II.2.1. TERMINOLOGÍA DEL ASFALTO 34

II.2.2. PROPIEDADES DEL MATERIAL ASFÁLTICO 37
II.3. EMULSIONES ASFÁLTICAS 37
II.3.1. DEFINICIÓN 37
II.3.2. COMPOSICIÓN 38
II.3.3. CLASIFICACIÓN DE LAS EMULSIONES 42
II.3.4. VENTAJAS QUE OFRECEN LAS EMULSIONES 45
II.3.5. CUIDADOS QUE DEBEN TOMARSE EN EL USO DE EMULSIONES ASFÁLTICAS 46
II.4. ENSAYOS EN MATERIALES ASFÁLTICOS 47
II.4.1. BETÚN ASFÁLTICO 47
II.4.1.1. PENETRACIÓN 47
II.4.1.2. VISCOSIDAD 48
II.4.1.3. PUNTO DE INFLAMACIÓN 49
II.4.1.4. ENSAYO EN ESTUFA EN PELICULA DELGADA 50
II.4.1.5. DUCTILIDAD 50
II.4.1.6. SOLUBILIDAD 51
II.4.1.7. PESO ESPECÍFICO 51
II.4.1.8. PUNTO DE REBLANDECIMIENTO 52
II.4.2. ASFALTO LÍQUIDO DE CURADO RÁPIDO (RC) Y CURADO MEDIO (MC) 52
II.4.2.1. PUNTO DE INFLAMACIÓN 52
II.4.2.2. VISCOSIDAD 53
II.4.2.3. DESTILACIÓN 54
II.4.2.4. PESO ESPECÍFICO 55
II.4.3. ASFALTO LÍQUIDO DE CURADO LENTO (SC) 55
II.4.3.1. PUNTO DE INFLAMACIÓN 55
II.4.3.2. VISCOSIDAD 55
II.4.3.3. DESTILACIÓN 56
II.4.3.4. FLOTADOR 57
II.4.3.5. ASFALTO RESIDUAL DE PENETRACIÓN 100 57
II.4.3.6. DUCTILIDAD 57
II.4.3.7. SOLUBILIDAD 58
II.4.3.8. PESO ESPECÍFICO 58
II.4.4. EMULSIÓN ASFÁLTICA 58
II.4.4.1. VISCOSIDAD 58
II.4.4.2. RESIDUO DE DESTILACIÓN 58
II.4.4.3. SEDIMENTACIÓN 59

II.4.4.4. DEMULSIBILIDAD 59
II.4.4.5. ENSAYO DE TAMIZADO 60
II.4.4.6. MEZCLADO CON CEMENTO 60
II.4.4.7. ENSAYOS SOBRE EL RESIDUO 61
II.4.4.8. PESO ESPECÍFICO 61
II.5. TEMPERATURAS DE APLICACIÓN DEL ASFALTO 67

CAPITULO III 69
III. TRATAMIENTOS SUPERFICIALES 70
III.1. DEFINICIÓN 70
III.2. FACTORES QUE INTERVIENEN EN EL DISEÑO DE TRATAMIENTOS SUPERFICIALES 72
III.2.1. PROPIEDADES DE LOS AGREGADOS 72
III.2.1.1. CARACTERÍSTICAS FUNDAMENTALES 72
III.2.1.2. CARACTERÍSTICAS FÍSICAS 73
III.2.1.2.1. GRANULOMETRÍA 73
III.2.1.2.2. TAMAÑO MÁXIMO 74
III.2.1.2.3. FORMA 75
III.2.1.2.4. ANGULARIDAD 75
III.2.1.2.5. DUREZA 76
III.2.1.2.6. POROSIDAD 76
III.2.1.2.7. LIMPIEZA 76
III.2.1.3. PROPIEDADES FÍSICO QUÍMICAS 76
III.2.1.3.1. ADHERENCIA 76
III.2.1.3.2. ALTERABILIDAD 77
III.2.2. PROPIEDADES DE LOS LIGANTES 77
III.2.2.1. FACTORES QUE SE CONSIDERAN PARA LA ELECCIÓN DE LOS LIGANTES 77
III.2.2.2. CONDICIONES BÁSICAS QUE DEBE CUMPLIR EL LIGANTE BITUMINOSO 78
III.2.2.3. TEMPERATURA DE APLICACIÓN DE LOS LIGANTES BITUMINOSOS 80
III.2.2.4. DETALLES DEL PROYECTO 81
III.3. DOSIFICACIÓN DE TRATAMIENTOS SUPERFICIALES 83
III.3.1. MÉTODO DIRECTO DE VANISCOTTE Y DUFF 83
III.3.2. MÉTODOS INDIRECTOS 84

III.3.2.1. MÉTODO DE HANSON 84
III.3.2.1.1. DESCRIPCIÓN DEL MÉTODO 84
III.3.2.1.2. PROBLEMAS RESUELTOS 89
III.3.2.1.3 PROBLEMAS PROPUESTOS 93
III.3.2.2. MÉTODO DE PODESTA Y TAGLE 95
III.3.2.2.1. DESCRIPCIÓN DEL MÉTODO 95
III.3.2.2.2. PROBLEMAS RESUELTOS 98
III.3.2.2.3. PROBLEMAS PROPUESTOS 105
III.3.2.3. MÉTODO DE N. W. McLEOD 106
III.3.2.3.1 DESCRIPCIÓN DEL MÉTODO 106
III.3.2.3.2. PROBLEMAS RESUELTOS 114
III.3.2.3.3. PROBLEMAS PROPUESTOS 117
III.4. DETALLES CONSTRUCTIVOS 118
III.5. EQUIPO UTILIZADO EN LOS TRATAMIENTOS SUPERFICIALES 120

CAPITULO IV 122
IV. PAVIMENTOS DE CONCRETO ASFÁLTICO MÉTODO AASHTO-93 123
IV.1. MÓDULO DE RESILIENCIA 123
IV.2. PERIODO DE DISEÑO 126
IV.3. ÍNDICE DE SERVICIABILIDAD 126
IV.4. PÉRDIDA O DISMINUCIÓN DEL ÍNDICE DE SERVICIABILIDAD 128
IV.5. ANÁLISIS DE TRÁNSITO 128
IV.6. NÚMERO TOTAL DE EJES SENCILLOS EQUIVALENTES (ESAL's) 136
IV.7. NIVEL DE CONFIANZA Y DESVIACIÓN ESTÁNDAR 137
IV.8. COEFICIENTE DE DRENAJE C_d 140
IV.9. DETERMINACIÓN DEL NÚMERO ESTRUCTURAL (*SN*) 141
IV.10. DETERMINACIÓN DE ESPESORES POR CAPAS 142
IV.11. ESPESORES MÍNIMOS EN FUNCIÓN DEL *SN* 151
IV.12. PROBLEMAS RESUELTOS 162
IV.13. PROBLEMAS PROPUESTOS 169

CAPITULO V 172
V. PAVIMENTOS DE CONCRETO ASFÁLTICO MÉTODO DEL DNER-81 173
V.1. INTRODUCCIÓN 173
V.2. CARACTERIZACIÓN DEL SUELO 173

V.2.1. CLASIFICACIÓN DE SUELOS POR EL MÉTODO AASHTO 173
V.2.2. CAPACIDAD DE SOPORTE 175
V.2.3. CLASIFICACIÓN DE LOS MATERIALES GRANULARES 177
V.3. TRÁFICO 178
V.4. FACTOR CLIMÁTICO REGIONAL 185
V.5. COEFICIENTE DE EQUIVALENCIA ESTRUCTURAL 186
V.6. ESPESOR MÍNIMO DEL REVESTIMIENTO BITUMINOSO 187
V.7. DIMENSIONAMIENTO DEL PAVIMENTO 188
V.8. BERMAS 191
V.9. CONSTRUCCIÓN DE PAVIMENTOS POR ETAPAS 191
V.10. PROBLEMAS RESUELTOS 192
V.11. PROBLEMAS PROPUESTOS 204

CAPITULO VI 207
VI. PAVIMENTOS DE CONCRETO ASFÁLTICO MÉTODO DEL INSTITUTO DEL ASFALTO (MS-1) 208
VI.1. INTRODUCCIÓN 208
VI.2. VENTAJAS DE BASES DE ASFALTO 208
VI.3. VENTAJAS DE PAVIMENTOS DE ASFALTO FULL-DEPTH 210
VI.4. CLASIFICACIÓN DE CARRETERAS Y CALLES 212
VI.5. FASES DE COSTRUCCIÓN 212
VI.6. PRINCIPIOS DE DISEÑO 213
VI.6.1. CRITERIO DE DISEÑO 215
VI.7. CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES 215
VI.8. ANÁLISIS DE TRÁFICO 217
VI.8.1. ESTIMACIONES DEL VOLUMEN DE TRÁFICO 218
VI.8.2. ESTIMACIÓN DE EAL 220
VI.8.3. DETERMINACIÓN EAL DE DISEÑO 227
VI.9. CARACTERIZACIÓN DE LOS MATERIALES 229
VI.10. PROCEDIMIENTO DE DISEÑO ESTRUCTURAL 234
VI.10.1. PROCEDIMIENTO DE DISEÑO 234
VI.10.2. VALORES DE ENTRADA DE TRÁFICO DE DISEÑO, SUBRASANTE Y MATERIALES 235
VI.10.3. FACTORES DE AMBIENTE 236
VI.10.4. ESPESOR MÍNIMO DE HORMIGÓN DEL ASFALTO 237
VI.10.5. DETERMINACIÓN DEL ESPESOR PARA PAVIMENTOS DE CONCRETO

ASFÁLTICO FULL-DEPTH 237
VI.10.6. DETERMINACIÓN DEL ESPESOR PARA PAVIMENTOS DE BASES DE EMULSIONES ASFÁLTICAS 238
VI.10.7. DETERMINACIÓN DEL ESPESOR PARA PAVIMENTOS CON CONCRETO ASFÁLTICO ENCIMA DE BASE DE AGREGADOS NO TRATADOS 240
VI.10.8. DETERMINACIÓN DEL ESPESOR PARA PAVIMENTOS CON MEZCLAS DE EMULSIONES ASFÁLTICAS ENCIMA DE BASE DE AGREGADOS NO TRATADOS 242

CAPITULO VII 254
VII. DISEÑO DE MEZCLAS ASFÁLTICAS MÉTODO MARSHALL 255
VII.1. CONSIDERACIONES GENERALES 255
VII.1.1. FACTORES QUE DEBEN CONTROLARSE EN LAS MEZCLAS ASFÁLTICAS 256
VII.1.2. INFLUENCIA RELATIVA DEL ASFALTO Y DEL AGREGADO MINERAL EN LAS CARACTERÍSTICAS DEL CONCRETO ASFÁLTICO 257
VII.1.3 EFECTO DEL ASFALTO EN LA ESTABILIDAD (CANTIDAD DE ASFALTO) 258
VII.1.4. CARACTERÍSTICAS DEL ASFALTO 258
VII.1.5. EFECTO DEL AGREGADO MINERAL EN LA ESTABILIDAD 258
VII.1.6. EFECTO DE LA DENSIDAD DE LA MEZCLA EN LA ESTABILIDAD 261
VII.1.7. DURABILIDAD 261
VII.1.8. EFECTO DEL ASFALTO EN LA DURABILIDAD 262
VII.1.9. EFECTO DEL AGREGADO MINERAL EN LA DURABILIDAD 262
VII.1.10. TEMPERATURA DE MEZCLA 263
VII.1.11. CANTIDAD DE ASFALTO EN LA MEZCLA 263
VII.1.12. ASFALTO ABSORBIDO POR EL AGREGADO 264
VII.2. MÉTODOS DE DISEÑO 264
VII.2.1 MÉTODO MARSHALL 264
VII.2.1.1. CONSIDERACIONES PRELIMINARES 264
VII.2.1.2. CRITERIOS PARA EL PROYECTO DE UNA MEZCLA ASFÁLTICA 266
VII.3. DESCRIPCIÓN DEL MÉTODO MARSHALL 267
VII.3.1. EQUIPO 268
VII.3.2. PREPARACIÓN DE LAS MUESTRAS PARA ENSAYO 269
VII.3.3. PREPARACIÓN DE LAS MEZCLAS 270

VII.3.4. COMPACTACIÓN DE LOS NÚCLEOS DE PRUEBA 271
VII.4. ENSAYO MARSHALL 271
VII.4.1. PROCEDIMIENTO DE ENSAYO 271
VII.4.2. EQUIPO REQUERIDO 272
VII.4.3. PRUEBAS DE ESTABILIDAD Y FLUENCIA 272
VII.5. ANÁLISIS DE DENSIDAD Y VACÍOS 274
VII.6. PRESENTACIÓN DE RESULTADOS 275
VII.7. DETERMINACIÓN DEL CONTENIDO ÓPTIMO DE ASFALTO 276
VII.8. TENDENCIAS Y RELACIONES DE LOS RESULTADOS DE ENSAYO 276
VII.9. CRITERIO PARA ELEGIR UNA MEZCLA SATISFACTORIA 277
VII.10. GUÍA GENERAL PARA AJUSTAR LA MEZCLA DE PRUEBA 278
VII.11. EJEMPLO 280

CAPITULO VIII 287
VIII. PAVIMENTOS DE CEMENTO PORTLAND MÉTODO AASHTO-93 288
VIII.1. VARIABLES DE ENTRADA 288
VIII.1.1. VARIABLES DE TIEMPO 288
VIII.1.2. CONFIABILIDAD O NIVEL DE CONFIANZA 288
VIII.1.3. DESVIACIÓN ESTÁNDAR Y FACTOR DE DESVIACIÓN NORMAL 289
VIII.1.4. NIVEL DE SERVICIABILIDAD 290
VIII.1.5. TRÁNSITO 291
VIII.1.6. MÓDULO DE REACCIÓN DE LA SUBRASANTE 301
VIII.1.7. PERDIDA DE SOPORTE "*LS*" 304
VIII.1.8. CARACTERIZACIÓN DEL HORMIGÓN UTILIZADO EN EL PAVIMENTO 305
VIII.1.9. DRENAJE 307
VIII.1.10 TRANSFERENCIA DE CARGAS "*J*" 308
VIII.2. PROCEDIMIENTO PARA CALCULAR EL ESPESOR DE LOSA 309
VIII.3. DISEÑO DE JUNTAS 313
VIII.3.1. ESPACIAMIENTO ENTRE JUNTAS 315
VIII.4. PAVIMENTOS DE HORMIGÓN ARMADO 316
VIII.4.1. CÁLCULO DE ARMADURAS 317
VIII.4.1.1. VARIABLES PARA EL CÁLCULO DE ARMADURAS EN PAVIMENTOS CON JUNTAS 317

VIII.4.2. ARMADURA LONGITUDINAL PARA PAVIMENTOS CON JUNTAS 319
VIII.5. PAVIMENTOS DE HORMIGÓN CON ARMADURA CONTINUA 320
VIII.5.1. VARIABLES PARA EL CÁLCULO DE ARMADURAS 320
VIII.5.2. ARMADURA LONGITUDINAL 322
VIII.5.3. CRITERIOS LIMITANTES 325
VIII.5.4. DISEÑO DE ARMADURA TRANSVERSAL 332
VIII.5.5. CALCULO DE BARRAS DE UNIÓN 332
VIII.6. PROBLEMAS RESUELTOS 338
VIII.7. PROBLEMAS PROPUESTOS 341

CAPITULO IX 343
IX. PAVIMENTOS DE CEMENTO PORTLAND MÉTODO PCA-98 344
IX.1. INTRODUCCIÓN 344
IX.1.1. FACTORES DE DISEÑO 348
IX.1.1.1. TRÁNSITO 348
IX.1.1.2. DISTRIBUCIÓN DEL TRÁFICO DE ACUERDO A LOS EJES 349
IX.1.1.3. FACTOR DE DISTRIBUCIÓN POR CARRIL 349
IX.1.1.4. FACTOR DE CRECIMIENTO 350
IX.1.1.5. FACTORES DE SEGURIDAD 351
IX.1.1.6. DAÑO ACUMULADO EN EL PERIODO DE DISEÑO 351
IX.1.1.7. REPETICIONES PERMISIBLES DE LAS CARGAS 352
IX.1.2. RESISTENCIA DEL CONCRETO 352
IX.1.3. MÓDULO DE REACCIÓN DE LA SUBRASANTE 353
IX.1.4. MÓDULO DE REACCIÓN DE LA SUB-BASE 353
IX.1.5. CRITERIO DE FATIGA 356
IX.1.6. CRITERIO DE EROSIÓN 357
IX.2. ACOTAMIENTOS (BERMAS) 366
IX.3. PROBLEMAS RESUELTOS 367
IX.4. PROBLEMAS PROPUESTOS 373

CAPITULO X 374
X. EVALUACIÓN DE PAVIMENTOS 375
X.1. INTRODUCCIÓN AL MÉTODO PCI 375
X.2. DEFINICIONES 376

X.2.1. DEFINICIÓN DE TRAMO 376
X.2.2. DEFINICIÓN DE SECCIÓN 377
X.2.3. DEFINICIÓN DEL PCI 380
X.3. DIVISIÓN DEL PAVIMENTO EN UNIDADES DE PRUEBA 381
X.4. DETERMINACIÓN DE UNIDADES DE PRUEBA A SER INSPECCIONADAS 383
X.4.1. INSPECCIÓN A NIVEL DE PROYECTO DE EVALUACIÓN 384
X.4.1.1. DETERMINACIÓN DEL NÚMERO DE UNIDADES DE PRUEBA A SER INSPECCIONADOS 384
X.4.1.2. SELECCIÓN DE UNIDADES DE PRUEBA PARA INSPECCIONAR 386
X.4.2. INSPECCIÓN A NIVEL DE RED VIAL 387
X.4.2.1. DETERMINACIÓN DEL NÚMERO DE UNIDADES DE PRUEBA A SER INSPECCIONADOS 387
X.4.2.2. SELECCIÓN DE UNIDADES DE PRUEBA PARA INSPECCIONAR 388
X.4.3. CONSIDERACIONES ESPECIALES 389
X.4.3.1. INSPECCIÓN EN CAMINOS 389
X.4.3.2. SELECCIÓN ADICIONAL DE UNIDADES DE PRUEBA 389
X.5. EJECUTANDO LA EVALUACIÓN DE CONDICIONES 390
X.5.1. EQUIPO 390
X.5.2. PROCEDIMIENTO 391
X.6. CALCULO DEL PCI DE UNA UNIDAD DE PRUEBA 391
X.7. CÁLCULO DEL PCI PARA UNA SECCIÓN 395
X.8. EJEMPLO DE EVALUACIÓN DE PAVIMENTOS POR EL MÉTODO PCI 396

CAPITULO XI 415
XI. REHABILITACIÓN DE PAVIMENTOS CON REFUERZOS MÉTODO AASHTO-93 416
XI.1. INTRODUCCIÓN 416
XI.2. CONSIDERACIONES PARA LA FACTIBILIDAD DE CADA TIPO DE REFUERZO 417
XI.3. CONDICIONES IMPORTANTES EN EL DISEÑO DE UN REFUERZO 418
XI.4. REFUERZO DE CONCRETO ASFÁLTICO SOBRE PAVIMENTOS DE CONCRETO ASFÁLTICO 419
XI.4.1. FACTIBILIDAD 419
XI.4.2. REPARACIONES PREVIAS 420
XI.4.3. CONTROL DE REFLEXIÓN DE FISURAS 421
XI.4.4. DISEÑO DE ESPESORES 422

XI.4.5. FRESADO SUPERFICIAL DEL PAVIMENTO EXISTENTE 438
XI.5. REFUERZO DE CONCRETO ASFÁLTICO SOBRE PAVIMENTOS DE HORMIGÓN 438
XI.5.1. FACTIBILIDAD 439
XI.5.2. TAREAS DE REPARACIÓN PREVIAS 439
XI.5.3. CONTROL DE REFLEXIÓN DE FISURAS 440
XI.5.4. DISEÑO DE ESPESORES 442

BIBLIOGRAFÍA 459

ANEXOS 461

Índice de Figuras

FIG. I.1. SECCIÓN TÍPICA DE UN PAVIMENTO 3
FIG. I.2. ACTIVIDADES PERTENECIENTES A UN PROYECTO 6
FIG. I.3. COSTO DEL CICLO DE VIDA DE UN PAVIMENTO "*CCV*" 8
FIG. I.4. RELACIÓN ENTRE DEFORMACIÓN VERTICAL Y CARGA DESVIANTE 19
FIG. II.1. COMPARACIÓN DE LAS VISCOSIDADES DE LOS ASFALTOS LÍQUIDOS A 60ºC 54
FIG. II.2. COMPARACIÓNDE LOS GRADOS ANTIGUOS Y MODERNOS DE ASFALTO LÍQUIDO 56
FIG. III.1. DIMENSIÓN MEDIA MÍNIMA 85
FIG. III.2. CURVA GRANULOMÉTRICA DEL AGREGADO 88
FIG. III.3. VALOR DEL TAMAÑO MÁXIMO EFECTIVO (ALD) 88
FIG. IV.1. ÁBACO PARA LA DETERMINACIÓN DEL DAÑO RELATIVO 124
FIG. IV.2. ÁBACO DE DISEÑO AASHTO PARA PAVIMENTOS FLEXIBLES 142
FIG. IV.2. ÁBACO DE DISEÑO AASHTO PARA PAVIMENTOS FLEXIBLES 145
FIG. IV.3. ÁBACO PARA ESTIMAR EL NÚMERO ESTRUCTURAL DE LA CARPETA ASFÁLTICA "a_1" 146
FIG. IV.4. ÁBACO PARA ESTIMAR EL NÚMERO ESTRUCTURAL DE LA CAPA BASE GRANULAR "a_2" 147
FIG. IV.5. ÁBACO PARA ESTIMAR EL NÚMERO ESTRUCTURAL DE LA SUB-BASE GRANULAR "a_3" 148
FIG. IV.6. ÁBACO PARA ESTIMAR EL NÚMERO ESTRUCTURAL DE LA CAPA ESTABILIZADA CON CEMENTO 149
FIG. IV.7. ÁBACO PARA ESTIMAR EL NÚMERO ESTRUCTURAL DE LA CAPA ESTABILIZADA CON ASFALTO 150
FIG. V.1. FACTORES DE EQUIVALENCIA DE OPERACIONES (FC_j) PARA EJES SIMPLES Y TANDEM 184
FIG. V.2. ESPESOR DE PAVIMENTO, EN FUNCIÓN DE (*N*) Y EL *I.S.* O C.B.R. 190
FIG. V.3. SIMBOLOGÍA UTILIZADA EN EL DIMENSIONAMIENTO DEL PAVIMENTO 190
FIG. VI.1. PROPAGACIÓN DE LA PRESIÓN DE LA CARGA DE RUEDA A TRAVÉS DE LA ESTRUCTURA DEL PAVIMENTO 209

FIG. VI.2. DEFORMACIÓN DEL PAVIMENTO PRODUCIDO POR ESFUERZOS DE TENSIÓN Y COMPRESIÓN 209
FIG. VI.3. LOCALIZACIÓN DE LOS ESFUERZOS CONSIDERADOS EN EL PROCEDIMIENTO DE DISEÑO 214
FIG. VI.4. FACTORES DE EQUIVALENCIA DE CARGA 223
FIG. VI.5. FACTOR DE AJUSTE EAL PARA PRESIÓN DEL NEUMÁTICO 229
FIG. VII.1. CURVA VISCOSIDAD – TEMPERATURA PARA CEMENTOS ASFÁLTICOS 270
FIG. VII.2. CURVA ESTABILIDAD vs. PORCENTAJE DE ASFALTO 283
FIG. VII.3. CURVA DE PESO UNITARIO vs. PORCENTAJE DE ASFALTO 284
FIG. VII.4. CURVA PORCENTAJE DE VACÍOS EN LA MEZCLA vs. PORCENTAJE DE ASFALTO 284
FIG. VII.5. CURVA FLUJO vs. PORCENTAJE DE ASFALTO 285
FIG. VII.6. CURVA PORCENTAJE DE VACÍOS EN EL AGREGADOS vs. PORCENTAJE DE ASFALTO 285
FIG. VIII.1. ÁBACO PARA OBTENER EL MÓDULO DE REACCIÓN COMPUESTO POR EFECTO COMBINADO DE SUBRASANTE Y SUB-BASE 302
FIG. VIII.2. DAÑO RELATIVO DEL PAVIMENTO RÍGIDO 303
FIG. VIII.3. ÁBACO PARA CORREGIR EL MÓDULO DE REACCIÓN DE LA SUBRASANTE POR PERDIDA DE SOPORTE DE LA SUB-BASE 304
FIG. VIII.4.a. ÁBACO DE DISEÑO PARA PAVIMENTOS RÍGIDOS 311
FIG. VIII.4.b. ÁBACO DE DISEÑO PARA PAVIMENTOS RÍGIDOS 312
FIG. VIII.5. ÁBACO DE DISEÑO PARA PAVIMENTOS DE HORMIGÓN ARMADO CON JUNTAS 319
FIG. VIII.6. ÁBACO PARA ESTIMAR LAS TENSIONES DE TRACCIÓN DEBIDAS A CARGAS DE RUEDAS 324
FIG. VIII.7. PORCENTAJE DE ARMADURA LONGITUDINAL PARA SATISFACER CRITERIO DE ESPACIAMIENTO DE FISURAS 328
FIG. VIII.8. PORCENTAJE MÍNIMO DE ARMADURA LONGITUDINAL PARA SATISFACER CRITERIO DE ANCHO DE FISURAS 329
FIG. VIII.9. PORCENTAJE MÍNIMO DE ARMADURA LONGITUDINAL PARA SATISFACER CRITERIO DE TENSIÓN EN ACERO 330
FIG. VIII.10. ESPACIAMIENTO MÁXIMO RECOMENDADO PARA BARRAS DE UNIÓN DE 13 mm EN PAVIMENTOS DE HORMIGÓN SIMPLE 334
FIG. VIII.11. ESPACIAMIENTO MÁXIMO RECOMENDADO PARA BARRAS DE UNIÓN DE 16 mm EN PAVIMENTOS DE HORMIGÓN SIMPLE 335
FIG. VIII.12. DISTANCIA AL BORDE LIBRE PARA CÁLCULO DE BARRAS DE UNIÓN 338

FIG. IX.1. FACTORES DE DISTRIBUCIÓN POR CARRIL 350
FIG. IX.2. MÉTODO PCA 1984, ANÁLISIS POR FATIGA - ACOTAMIENTO CON Y SIN PAVIMENTO 358
FIG. IX.3. MÉTODO PCA 1984, ANÁLISIS POR EROSIÓN - ACOTAMIENTO SIN PAVIMENTO 359
FIG. IX.4. MÉTODO PCA 1984, ANÁLISIS POR EROSIÓN - ACOTAMIENTO PAVIMENTADO 360
FIG. X.1. ILUSTRACIÓN CONCEPTUAL DEL CICLO DE VIDA DE LA CONDICIÓN DEL PAVIMENTO 375
FIG. X.2. EJEMPLO DEL USO DEL ENSAYO NO-DESTRUCTIVO DE DEFLEXIÓN (NDT) 378
FIG. X.3. EJEMPLO DE IDENTIFICACIÓN DE TRAMO Y SECCIÓN 380
FIG. X.4. EJEMPLO DE UNA RED DE CAMINO DIVIDIDA EN UNIDADES DE PRUEBA 382
FIG. X.5. EJEMPLO DE UNA SECCIÓN DE PAVIMENTO DIVIDIDA EN UNIDADES DE PRUEBA 383
FIG. X.6. SECCIÓN DEL NÚMERO MÍNIMO DE UNIDADES DE PRUEBA 385
FIG. X.7. EJEMPLO DE MUESTREO SISTEMÁTICO ALEATORIO 386
FIG. X.8. CURVA DEDUCIDA DE PAVIMENTO AC PARA ANOMALÍA DE PIEL DE COCODRILO 392
FIG. X.9. CURVAS DE CORRECCIÓN PARA PAVIMENTOS DE CAMINOS DE CONCRETO ASFÁLTICO 394
FIG. XI.1. ESQUEMA DE LA ZONA SOMETIDA A TENSIONES EN UN PAVIMENTO SOMETIDO A UN ENSAYO FWD 424
FIG. XI.2. DISTANCIA A LA QUE LA DEFLEXIÓN DEPENDE SOLO DE LAS PROPIEDADES DE LA SUBRASANTE 425
FIG. XI.3. DETERMINACIÓN DE E_P/M_R 429
FIG. XI.4. AJUSTE PARA d_0 POR TEMPERATURA PARA PAVIMENTO CON BASE GRANULAR O TRATADA CON ASFALTO 430
FIG. XI.5. AJUSTE PARA d_0 POR TEMPERATURA PARA PAVIMENTO CON BASE TRATADA CON CEMENTO Y/O PUZOLANAS 431
FIG. XI.6. SN_{ef} EN FUNCIÓN DE E_P (MÉTODO NDT) 435
FIG. XI.7. FACTOR *A* PARA CONVERTIR DEFICIENCIAS EN ESPESOR DE HORMIGÓN EN ESPESOR DE REFUERZO DE CONCRETO ASFÁLTICO 443
FIG. XI.8. VALOR EFECTIVO DINÁMICO DE *k* EN FUNCIÓN DE d_0 Y ÁREA 448
FIG. XI.9. MÓDULO ELÁSTICO DEL HORMIGÓN EN FUNCIÓN *k* Y ÁREA 449
FIG. XI.10. FACTOR DE AJUSTE POR JUNTAS Y FISURAS 456

Índice de Tablas

TABLA II.1. VALORES ESPECIFICADOS PARA MATERIALES DE BASE Y SUB-BASE 27
TABLA II.2. COMPOSICIÓN DE LAS EMULSIONES ASFÁLTICAS 41
TABLA II.3. NORMAS DESARROLLADAS POR LA AASHTO Y LA ASTM 44
TABLA II.4. CUADRO COMPARATIVO DE LOS MATERIALES ASFÁLTICOS 46
TABLA II.5. ESPECIFICACIONES PARA BETUNES ASFÁLTICOS 62
TABLA II.6. ESPECIFICACIONES PARA ASFALTOS FLUIDIFICADOS DE CURADO RÁPIDO (RC) 63
TABLA II.7. ESPECIFICACIONES PARA ASFALTOS FLUIDIFICADOS DE CURADO MEDIO (MC) 64
TABLA II.8. ESPECIFICACIONES PARA ASFALTOS FLUIDIFICADOS DE CURADO LENTO (LC) 65
TABLA II.9. ESPECIFICACIONES PARA EMULSIONES ASFÁLTICAS 66
TABLA II.10. TEMPERATURAS DE APLICAIÓN DEL ASFALTO 68
TABLA III.1. TEMPERATURA DE APLICACIÓN DEL LIGANTE BITUMINOSO 80
TABLA III.2. ANÁLISIS DE FACTORES QUE PUEDEN AFECTAR LA ELECCIÓN Y COMPORTAMIENTO DE LOS LIGANTES 81
TABLA III.3. ANÁLISIS DE FACTORES QUE PUEDEN AFECTAR LA ELECCIÓN Y COMPORTAMIENTO DE LOS AGREGADOS 82
TABLA III.4. CANTIDAD DE LIGANTE PARA LLENAR EL 20 % DE VACÍOS 87
TABLA III.5. PORCENTAJE DE LIGANTE PARA DIFERENTES RELACIONES 96
TABLA III.6. AUMENTO DE LIGANTE POR RUGOSIDAD DE LA SUPERFICIE 97
TABLA III.7. VALORES DEL FACTOR DE PERDIDA "*E*" 108
TABLA III.8. VALORES DEL FACTOR DE TRÁFICO "*T*" 109
TABLA III.9. VALORES DE CORRECCIÓN POR LA TEXTURA DE LA SUPERFICIE "*S*" 109
TABLA III.10. VALORES DE LA FRACCIÓN RESIDUAL "*R*" 111
TABLA IV.1. PERIODOS DE DISEÑO EN FUNCIÓN DEL TIPO DE CARRETERA 126
TABLA IV.2. FACTOR DE CRECIMIENTO 132
TABLA IV.3. FACTOR DE DISTRIBUCIÓN POR CARRIL 133
TABLA IV.4. VALORES DEL NIVEL DE CONFIANZA *R* DE ACUERDO AL TIPO DE CAMINO 138
TABLA IV.5. FACTORES DE DESVIACIÓN NORMAL 139

TABLA IV.6. CAPACIDAD DEL DRENAJE 140
TABLA IV.7. VALORES m_i PARA MODIFICAR LOS COEFICIENTES ESTRUCTURALES O DE CAPA DE BASES Y SUB-BASES SIN TRATAMIENTO 141
TABLA IV.8. ESPESORES MÍNIMOS EN PULGADAS EN FUNCIÓN DE LOS EJES EQUIVALENTES 144
TABLA IV.9. FACTORES EQUIVALENTES DE CARGA, EJES SIMPLES, p_t = 2,0 153
TABLA IV.10. FACTORES EQUIVALENTES DE CARGA, EJES TANDEM, p_t = 2,0 154
TABLA IV.11. FACTORES EQUIVALENTES DE CARGA, EJES TRIDEM, p_t = 2,0 155
TABLA IV.12. FACTORES EQUIVALENTES DE CARGA, EJES SIMPLES, p_t = 2,5 156
TABLA IV.13. FACTORES EQUIVALENTES DE CARGA, EJES TANDEM, p_t = 2,5 157
TABLA IV.14. FACTORES EQUIVALENTES DE CARGA, EJES TRIDEM, p_t = 2,5 158
TABLA IV.15. FACTORES EQUIVALENTES DE CARGA, EJES SIMPLES, p_t = 3,0 159
TABLA IV.16. FACTORES EQUIVALENTES DE CARGA, EJES TANDEM, p_t = 3,0 160
TABLA IV.17. FACTORES EQUIVALENTES DE CARGA, EJES TRIDEM, p_t = 3,0 161
TABLA V.1. CLASIFICACIÓN DE LOS SUELOS MÉTODO AASHTO (MATERIAL GRANULAR) 174
TABLA V.2. CLASIFICACIÓN DE LOS SUELOS MÉTODO AASHTO (MATERIAL LIMO - ARCILLOSO) 175
TABLA V.3. VALOR DEL CBR CORREGIDO EN FUNCIÓN DEL "IG" 176
TABLA V.4. GRANULOMETRÍA DEL MATERIAL PARA CAPA BASE 178
TABLA V.5. ORGANIZACIÓN DE LA INFORMACIÓN PARA CALCULAR EL FACTOR DE CARGA (FC) 182
TABLA V.6. PORCENTAJE DE VEHÍCULOS COMERCIALES EN CARRIL DE DISEÑO 183
TABLA V.7. VALORES DE (*FR*) PARA DIFERENTES NIVELES DE LLUVIA 185
TABLA V.8. COEFICIENTES DE EQUIVALENCIA ESTRUCTURAL 186
TABLA V.9. ESPESOR MÍNIMO DEL REVESTIMIENTO 187
TABLA VI.1. PORCENTAJE DE TRÁFICO TOTAL DE CAMIONES EN EL CARRIL DE DISEÑO 219
TABLA VI.2. FACTOR DE CRECIMIENTO 220
TABLA VI.3. FACTOR DE EQUIVALENCIA DE CARGA 224
TABLA VI.4. EJEMPLO DE DISTRIBUCIÓN DE CARGAS POR EJE 225
TABLA VI.5. DISTRIBUCIÓN DE FACTOR DE CAMIÓN (FT) PARA DIFERENTES CLASES DE CARRETERAS Y VEHÍCULOS – E.E.U.U. 226
TABLA VI.6. EJEMPLO DE HOJA DE CÁLCULO PARA EL ANÁLISIS DE TRÁFICO 228
TABLA VI.7. ENSAYOS DE SUELOS DE LA SUBRASANTE Y TAMAÑOS DE PARTICULAS 230
TABLA VI.8. VALOR PERCENTIL DEL M_R PARA DISEÑO DE LA SUBRASANTE, DE ACUERDO AL NIVEL DEL TRÁNSITO 231

TABLA VI.9. REQUISITOS DE CALIDAD DE BASE Y SUB-BASE DE AGREGADO NO TRATADO 232
TABLA VI.10. SELECCIÓN DE LA CALIDAD DE ASFALTO 236
TABLA VI.11. ESPESOR MÍNIMO DE CONCRETO ASFÁLTICO ENCIMA DE BASES DE EMULSIONES ASFÁLTICAS 237
TABLA VI.12. ESPESOR MÍNIMO DE CONCRETO ASFÁLTICO ENCIMA DE BASES DE AGREGADO NO TRATADO 241
TABLA VII.1. EFECTO DE LA DENSIDAD EN LA PRUEBA MARSHALL 261
TABLA VII.2. ESPECIFICACIONES MARSHALL DE DISEÑO 277
TABLA VII.3. PORCENTAJE MÍNIMO DE VACÍOS EN EL AGREGADO MINERAL 278
TABLA VII.4. DATOS OBTENIDOS DEL ENSAYO MARSHALL 281
TABLA VII.5. FORMULARIO PARA REGISTRO Y CÁLCULO – ENSAYO MARSHALL 286
TABLA VIII.1. NIVELES DE CONFIABILIDAD RECOMENDADAS POR AASHTO 289
TABLA VIII.2. DESVIACIÓN NORMAL DE CONFIABILIDAD 290
TABLA VIII.3. FACTORES EQUIVALENTES DE CARGA PARA PAVIMENTO RÍGIDO 292
TABLA VIII.4. VALORES DEL FACTOR *LS* 305
TABLA VIII.5. COEFICIENTE DE DRENAJE PARA PAVIMENTOS RÍGIDOS 308
TABLA VIII.6. COEFICIENTE DE TRANSFERENCIA DE CARGAS 309
TABLA VIII.7. VALORES DEL FACTOR DE FRICCIÓN 318
TABLA VIII.8. VALORES DE CONTRACCIÓN DEL HORMIGÓN 320
TABLA VIII.9. COEFICIENTE DE DILATACIÓN DEL HORMIGÓN 321
TABLA VIII.10. PLANILLA DE CÁLCULO DE ARMADURA LONGITUDINAL DE PAVIMENTOS CONTINUOS 323
TABLA VIII.11. TENSIONES DE TRABAJO DEL ACERO 325
TABLA VIII.12. PLANILLA PARA EL CÁLCULO DE ARMADURA LONGITUDINAL 331
TABLA VIII.13. ESPACIAMIENTO MÁXIMO RECOMENDADO PARA BARRAS DE UNIÓN 336
TABLA IX.1. ESFUERZO EQUIVALENTE [$^{kg}/_{cm^2}$] ACOTAMIENTO SIN PAVIMENTAR 346
TABLA IX.2. ESFUERZO EQUIVALENTE [$^{kg}/_{cm^2}$] ACOTAMIENTO PAVIMENTADO 347
TABLA IX.3. FACTORES DE CRECIMIENTO FC 351
TABLA IX.4. EFECTO DE LAS SUB-BASES GRANULARES SOBRE LOS VALORES DE *K* 354
TABLA IX.5. VALORES DE K PARA SUB-BASE DE SUELO CEMENTADO 355
TABLA IX.6. EFECTO DE LAS SUB-BASES NO TRATADAS SOBRE LOS VALORES DE *K* 355
TABLA IX.7. VALORES DE DISEÑO DE K PARA BASES TRATADAS CON CEMENTO 356
TABLA IX.8. VALORES DE K PARA SUB-BASES DE CONCRETO ASFÁLTICO 356
TABLA IX.9. FACTOR DE EROSIÓN, JUNTA CON PASAJUNTAS – ACOTAMIENTO SIN PAVIMENTO 363

TABLA IX.10. FACTOR DE EROSIÓN, JUNTA SIN PASAJUNTAS – ACOTAMIENTO SIN PAVIMENTAR 364
TABLA IX.11. FACTOR DE EROSIÓN, JUNTA CON PASAJUNTAS – ACOTAMIENTO PAVIMENTADO 365
TABLA IX.12. FACTOR DE EROSIÓN, JUNTA SIN PASAJUNTAS – ACOTAMIENTO PAVIMENTADO 366
TABLA IX.13. DISTRIBUCIÓN DE TRÁNSITO PARA DATOS DE EJES CARGADOS 370
TABLA IX.14. PLANILLA DE CÁLCULO PARA DISEÑO DE PAVIMENTO RÍGIDO 371
TABLA X.1. EJEMPLO DE NIVEL DE RED VIAL: CRITERIO DE MUESTREO 387
TABLA X.2. EJEMPLO DE NIVEL DE RED VIAL, BASADO EN LA ECUACIÓN X.1 388
TABLA XI.1. VALORES SUGERIDOS DEL COEFICIENTE ESTRUCTURAL PARA CAPAS DE PAVIMENTOS DETERIORADOS 436

Índice de Anexos

ANEXOS 461

ANEXO I: Ensayos para Obras de Pavimentación 462

ANEXO II: Manual de Anomalías PCI 518

ANEXO II-A: HOJAS DE ESTUDIO DE CAMPO (En Blanco) 519

ANEXO II-B: DEFINICIONES DE ANOMALÍAS Y CURVAS DE VALORES DEDUCIDOS EN CAMINOS DE CONCRETO ASFÁLTICO 523

ANEXO II-C: DEFINICIONES DE ANOMALÍAS Y CURVAS DE VALORES DEDUCIDOS EN CAMINOS DE CONCRETO DE CEMENTO PORTLAND 576

INTRODUCCIÓN

CAPITULO I

I. INTRODUCCIÓN

I.1. FUNCIONES DE UN PAVIMENTO

Un pavimento de una estructura, asentado sobre una fundación apropiada, tiene por finalidad proporcionar una superficie de rodamiento que permita el tráfico seguro y confortable de vehículos, a velocidades operacionales deseadas y bajo cualquier condición climática. Hay una gran diversidad de tipos de pavimento, dependiendo del tipo de vehículos que transitaran y del volumen de tráfico.

La Ingeniería de Pavimentos tiene por objetivo el proyecto, la construcción, el mantenimiento y la gerencia de pavimentos, de tal modo que las funciones sean desempañadas con el menor costo para la sociedad. Tratándose, esencialmente, de una actividad multidisciplinaria, donde están involucrados conceptos y técnicas de las Ingenierías: Geotecnia, de Estructuras, de Materiales, de Transportes y de Sistemas, en vista de la importancia se debe estimar y efectuar el mantenimiento de pavimentos existentes.

En un camino no pavimentado, las condiciones de funcionamiento son precarias, lo que genera limitaciones en las velocidades y las cargas de los vehículos, también se elevan los costos operacionales (mantenimiento y combustible). La utilización de un camino de tierra depende de las condiciones climáticas y de un drenaje satisfactorio. En un camino con revestimiento primario (cascajo o un suelo pedregoso arenoso), las condiciones climáticas pueden ser menos importantes pero si un drenaje eficaz.

Un pavimento difícilmente sufre una ruptura catastrófica, a menos que exista un error en el proyecto geotécnico en casos como los de pavimentos asentados en terraplenes sobre suelos expansivos. Esa degradación se da, usualmente, de forma continua a lo largo del tiempo es desde la abertura al tráfico, por medio de mecanismos complejos y que no están íntegramente relacionados, donde gradualmente se van acumulando deformaciones

plásticas y siendo formadas a trabes de las capas (asfálticas o cementadas), provenientes de una combinación entre la acción de las cargas del tráfico y los efectos de la intemperie (variaciones de temperatura y humedad a lo largo del tiempo). Además, la condición de "ruptura" de un pavimento es, hasta cierto punto, indefinida y subjetiva, existiendo divergencias entre los técnicos y administradores en cuanto al mejor momento para restaurar un pavimento que presenta un cierto nivel de deterioro estructural y/o funcional.

I.2. COMPONENTES DE UN PAVIMENTO

En la Figura I.1 se muestra esquemáticamente, los componentes principales de un pavimento asfáltico. Se puede considerar que la estructura de un pavimento esta formada por una superestructura encima de una fundación, esta última debe ser el resultado de un estudio geotécnico adecuado. En los pavimentos camineros, la superestructura está constituida por la capa de revestimiento y la capa base; la fundación está formada por las capas de sub-base y suelo compactado.

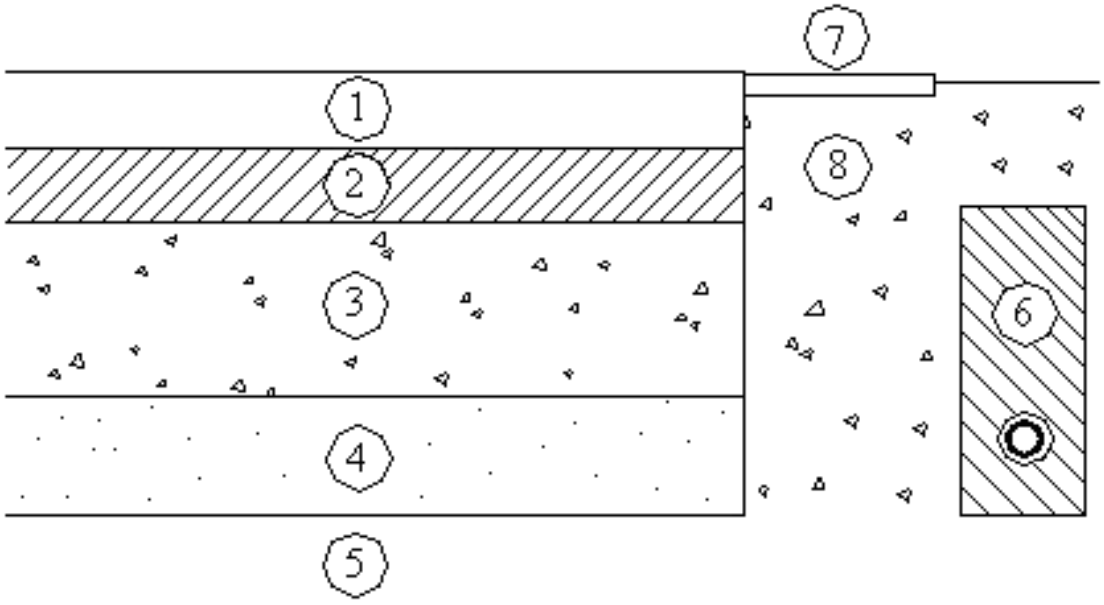


Figura I.1. Sección típica de un pavimento.
Fuente: Instituto Tecnológico de Aeronáutica, Ingeniería de Pavimentos, Brasil, 2000.

1. Capa de Rodadura
2. Capa Base
3. Capa Sub-base
4. Suelo Compactado
5. Subrasante
6. Sub-drenaje longitudinal
7. Revestimiento de Hombreras
8. Sub-base de Hombreras

La capa de rodadura o revestimiento asfáltico tiene las siguientes funciones:

- Impermeabilizar el pavimento, para que las capas subyacentes puedan mantener su capacidad de soporte.

- Proveer una superficie resistente al deslizamiento, incluso en una pista húmeda.

- Reducir las tensiones verticales que la carga por eje ejerce sobre la capa base, para poder controlar la acumulación de deformaciones plásticas en dicha capa.

La capa base tiene las siguientes funciones:

- Reducir las tensiones verticales que las cargas por eje ejercen sobre las capas sub-base y suelo natural.

- Reducir las deformaciones de tracción que las cargas por eje ejercen a la capa de revestimiento asfáltico.

- Permitir el drenaje del agua que se infiltra en el pavimento, a través de drenajes laterales longitudinales (Figura I.1).

La capa sub-base esta constituida por un material de capacidad de soporte superior a la del suelo compactado y se utiliza para permitir la reducción del espesor de la capa base.

La capa de suelo reforzado, puede estar presente en una estructura de pavimento, para poder reducir el espesor de la capa sub-base.

El suelo compactado, es el mismo suelo del terraplén, que esta escarificado y compactado una cierta profundidad dependiendo de su naturaleza o de las especificaciones del proyecto.

I.3. PROYECTO DE UN PAVIMENTO

Proyectar un pavimento significa determinar la combinación de materiales, espesores y posiciones de las capas constituyentes que sea más económica, de entre todas las alternativas viables que satisfagan los requisitos funcionales requeridos. Se trata de una actividad que incluye todos los pasos usuales de un proyecto de cualquier tipo de estructura, donde el producto elaborado incluye las especificaciones que serán seguidas durante la construcción, como se indica en la Figura I.2. En esta figura los tres primeros pasos del proceso fueron agrupados en un mismo bloque para mostrar que no hay una sucesión temporal directa entre ellos. A medida que van siendo concebidas las soluciones técnicamente viables se requieren nuevos datos, cuya necesidad hasta entonces era insospechada.

En el análisis económico de las alternativas se tiende a concentrar únicamente en el costo inicial (construcción de pavimento nuevo), sin embargo el ideal es adoptar un enfoque de sistema de gerencia de pavimentos (SGP) en nivel de proyecto, que consiste en buscar la minimización del costo total del ciclo de vida del pavimento, que está compuesto por la suma de los costos de construcción (costo inicial), de mantenimiento (recurrente durante el periodo de proyecto) y de restauración (al final del periodo de proyecto).

Otra recomendación importante es analizar el mayor número posible de alternativas para la sección del pavimento, considerando todos los tipos de estructura que sean capaces de

satisfacer los requisitos funcionales especificados (pavimentos flexibles, semirígidos, rígidos, etc.).

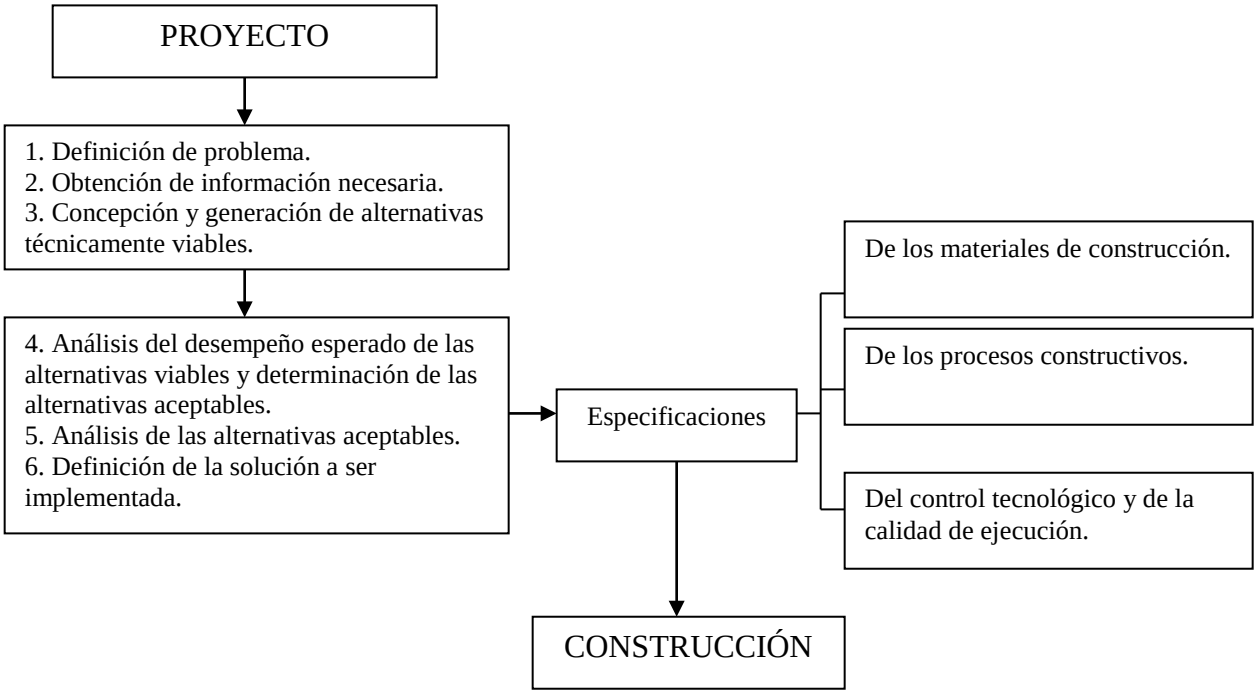

PROYECTO
1. Definición de problema.
2. Obtención de información necesaria.
3. Concepción y generación de alternativas técnicamente viables.
4. Análisis del desempeño esperado de las alternativas viables y determinación de las alternativas aceptables.
5. Análisis de las alternativas aceptables.
6. Definición de la solución a ser implementada.
Especificaciones
De los materiales de construcción.
De los procesos constructivos.
Del control tecnológico y de la calidad de ejecución.
CONSTRUCCIÓN

Figura I.2. Actividades pertenecientes a un proyecto.
Fuente: Instituto Tecnológico de Aeronáutica, Ingeniería de Pavimentos, Brasil, 2000.

Los siguientes factores deben ser tomados en cuenta, para que el proyecto sea completo y eficaz:

- Materiales disponibles.
- Experiencia práctica de las empresas constructoras en la ejecución de los servicios previstos.
- Restricciones presupuestarias.

- Restricciones operacionales y logísticas.

- Nivel de confiabilidad: $Nc = P_R\ (Vs > PP)$ deseable para el proyecto. El porcentaje de área que representará la vida de servicio (*Vs*) mínima debe ser igual al periodo de proyecto (*PP*) adoptado. El valor *Nc* a ser fijado depende de la importancia de la carretera ya que cuanto menor sea su valor, mayor será la frecuencia con que ocurrirán los deterioros localizados antes del final del periodo de proyecto, siendo necesaria la ejecución de trabajos de conservación mas frecuentes. Otro factor que tiene influencia en el nivel de confiabilidad (*Nc*) es la variación esperada de las propiedades mecánicas de los materiales de construcción.

- Modelo deseado para la utilización del pavimento a lo largo del periodo de proyecto.

- Tráfico previsto durante el periodo de proyecto.

- Condiciones climáticas regionales (régimen pluviométrico y temperaturas).

- Consideraciones o no de estrategias de pavimentación por etapas, en función de la incertidumbre sobre el tráfico futuro.

Con la aplicación del sistema de gerencia de pavimento no se pretende minimizar únicamente el costo de construcción del pavimento, si no el costo total del ciclo de vida, definido en la Figura I.3.

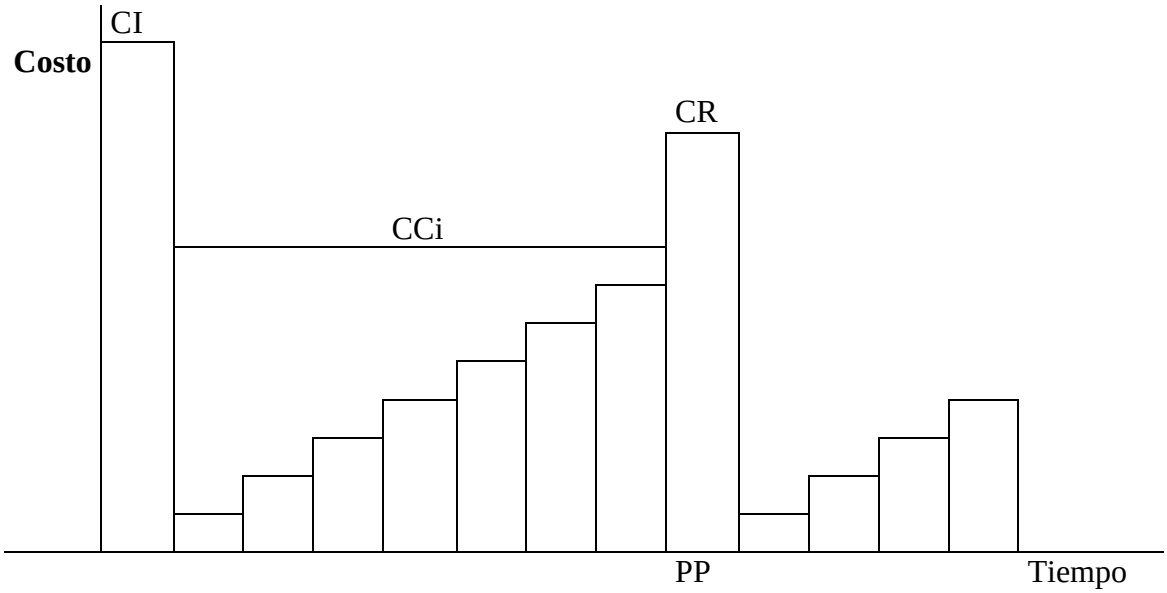


Figura I.3. Costo del ciclo de vida de un pavimento "*CCV*"
Fuente: Instituto Tecnológico de Aeronáutica, Ingeniería de Pavimentos, Brasil, 2000.

$$CCV = CI + \sum_{i=1}^{PP} \frac{CC_i}{(1+r)^{i-1}} + \frac{CR(PP)}{(1+r)^{PP-1}}$$

donde:

CCV	= Costo del ciclo de vida de un pavimento.
CI	= Costo inicial de la construcción del pavimento nuevo.
CCi	= Costo de mantenimiento por año "i".
CR(PP)	= Costo de restauración al final del periodo de proyecto (*PP*).
r	= Tasa de oportunidad del capital (% por año) = tasa interna de retorno de inversión de riesgo mínimo de economía. (*r* = 16% - 6% = 10%) donde 6% representa la inflación.

La ventaja de este procedimiento está en poder elegir la solución más eficaz en términos económicos, y no aquella que es de menor costo de implantación. El procedimiento convencional puede llevar a serios problemas cuando llega el momento de restaurar el

pavimento. El caso típico de los pavimentos semirígidos cuya restauración tiende a ser onerosa debido a la reflexión de las fisuras de la base cementada.

Un proyecto efectivamente optimizado está definido por:

$$\text{Minimizar } CCV$$

sujeto a:

$$CI \leq \text{restricción presupuestaria}$$

$$Vs \geq PP$$

Por las consideraciones realizadas el proyecto de un pavimento debe tener los siguientes componentes:

- Dimensionamiento estructural: donde se determina la sección del pavimento para que sea capaz de resistir los efectos deteriorantes de las cargas de tráfico.

- Especificación de los materiales de construcción: incluyendo los procesos constructivos y procedimientos para el control tecnológico de calidad.

- Proyecto geotécnico: incluyendo la consideración eventual de problemas como el acolchonamiento de suelos arcillosos debajo el peso de los terraplenes, la estabilidad y erosionabilidad de los taludes.

- Proyecto de drenaje: donde se determinan, dimensionan y especifican los elementos necesarios para el retiro de las aguas de infiltración.

I.4. TIPOS DE PAVIMENTOS

- Pavimentos flexibles.
    - Convencionales de base granular.
    - Deep-Strength de base asfáltica.
    - Pavimentos full-depth.
    - Pavimentos con tratamiento superficial (pueden ser semirígidos también).
- Pavimentos rígidos.
- Pavimentos semirígidos.

I.4.1. PAVIMENTOS CON TRATAMIENTO SUPERFICIAL

Los tratamientos superficiales dobles o triples pueden ser utilizados como capas de revestimiento en carreteras de tráfico leve a medio. Se construyen mediante la aplicación de capas de ligante bituminoso sobre las cuales se conforman capas de materiales pétreos compactados, cuya granulometría debe ser rigurosamente controlada para satisfacer las exigencias de las especificaciones técnicas adoptadas en el proyecto.

El deterioro del revestimiento se produce principalmente por la fisuración debida a la fatiga y/o al desgaste. Los tratamientos superficiales simples que deben ser utilizados apenas para accesos donde el tráfico de proyecto es del orden del 1% del tráfico de proyecto de las fajas de rodadura, o para la protección provisoria de bases granulares hasta que el revestimiento definitivo sea construido.

I.4.2. PAVIMENTOS FLEXIBLES

Son aquellos que tienen un revestimiento asfáltico sobre una capa base granular. La distribución de tensiones y deformaciones generadas en la estructura por las cargas de rueda del tráfico, se da de tal forma que las capas de revestimiento y base absorben las tensiones verticales de compresión del suelo de fundación por medio de la absorción de tensiones cizallantes. En este proceso ocurren tensiones de deformación y tracción en la fibra inferior del revestimiento asfáltico, que provocará su fisuración por fatiga por la repetición de las cargas de tráfico. Al mismo tiempo la repetición de las tensiones y deformaciones verticales de compresión que actúan en todas las capas del pavimento producirán la formación de hundimientos en la trilla de rueda, cuando el tráfico tiende a ser canalizado, y la ondulación longitudinal de la superficie cuando la heterogeneidad del pavimento fuera significativa.

1.4.3. PAVIMENTOS RÍGIDOS

Son aquellos en los que la losa de concreto de cemento Portland (C.C.P.) es el principal componente estructural, que alivia las tensiones en las capas subyacentes por medio de su elevada resistencia a la flexión, cuando se generan tensiones y deformaciones de tracción de bajo la losa producen su fisuración por fatiga, después de un cierto número de repeticiones de carga. La capa inmediatamente inferior a las losas de C.C.P. denominada sub-base, por esta razón, puede ser constituida por materiales cuya capacidad de soporte sea inferior a la requerida por los materiales de la capa base de los pavimentos flexibles.

I.4.4. PAVIMENTOS SEMIRÍGIDOS

En términos amplios, un pavimento semirígido ó compuesto es aquel en el que se combinan tipos de pavimentos diferentes, es decir, pavimentos “flexibles” y pavimentos “rígidos”, normalmente la capa rígida esta por debajo y la capa flexible por encima. Es

usual que un pavimento compuesto comprenda una capa de base de concreto o tratada con cemento Portland junto con una superficie de rodadura de concreto asfáltico.

La estabilidad de suelos por medio de ligantes hidráulicos (cemento Portland) permite que se obtengan materiales con capacidad de soporte suficiente para construir capas para base en pavimentos sujetos a cargas pesadas como ser camiones o aeronaves.

I.5. CONSIDERACIONES SOBRE LOS SUELOS DE FUNDACIÓN

Al igual que en la casi totalidad de aplicaciones de la Mecánica de Suelos, los materiales que se eligen para la fundación de pavimentos, son de dos tipos claramente diferenciados. Los que se denominan materiales gruesos (arenas, gravas, fragmentos de roca, etc.) constituyen el primer grupo, el segundo grupo está formado por los suelos finos, cuyo arquetipo son los materiales arcillosos.

Es bien conocida la gran diferencia de comportamiento que tienen ambos grupos de suelos, respecto a sus características de resistencia y deformación, estas diferencias ocurren por la naturaleza y la estructura íntima que adoptan las partículas individuales o sus grumos, los suelos finos forman agrupaciones compactas y bien familiares, en cambio los suelos gruesos adoptan formas vaporosas con grandes volúmenes de vacíos y ligas poco familiares en el caso de los finos.

En los suelos gruesos tales como las arenas y las gravas, la deformación del conjunto por efecto de cargas externas, sólo puede tener lugar, por acomodo brusco de partículas menores en los huecos que dejan entre sí las mayores, o por ruptura y molienda de sus partículas. La expansión de suelos gruesos, es un fenómeno que para efectos prácticos no se considera en el diseño de carreteras. La estabilidad de los suelos gruesos ante la presencia del agua es grande, si se prescinde de la posibilidad de arrastres internos de partículas menores por efecto de la circulación de corrientes de agua interiores, efecto que relativamente es poco común en las carreteras. Por tanto, si el suelo grueso está

constituido por partículas mineralógicamente sanas, su resistencia al esfuerzo cortante es grande, y está basada en mecanismos de fricción interna de sus partículas, o en la resistencia que oponen esas partículas a deslizarse unas con respecto a otras, dependiendo por tanto de la fricción interna y de su dureza.

Para cualquier solicitación se cumple que a mayor presión ejercida sobre el conjunto de partículas por las cargas exteriores, la resistencia del conjunto crece, tal como establecen las leyes de fricción. Evidentemente, cualquier aumento en la compacidad del conjunto trae consigo un aumento en su resistencia intrínseca y al reacomodo. En caso de producirse algún deslizamiento o reacomodo entre partículas, debido a elevados esfuerzos, la deformación ocasionada es de magnitud relativamente pequeña. Un material de esta naturaleza bien compactado, adquiere características de resistencia y difícil deformabilidad, permanentes en el tiempo y muy poco dependientes del contenido de agua que el material adquiera con el transcurso del tiempo. Estas características son favorables para el desempeño estructural de las carreteras.

El caso de los suelos finos arcillosos, su tendencia a adoptar estructuras internas abiertas, con alto volumen de vacíos, hace que estos suelos tengan una capacidad de deformación mucho más alta. Si se ejerce presión sobre suelos finos saturados se puede ocasionar un fenómeno de consolidación, que induce al agua acumulada entre sus partículas a salir del conjunto, produciendo una reducción del volumen que originará deformaciones del conjunto, las que afectarán la estabilidad del pavimento.

En los suelos finos parcialmente saturados, la presión externa produce deformaciones que disminuyen los vacíos, comunican presión al agua interior, que se desplazará hacia el exterior, ocasionando deformaciones volumétricas grandes. Las estructuras precomprimidas, al cesar la presión externa y absorber agua, tienden a disipar los estados de tensión superficial actuantes entre el agua que ocupaba parcialmente los vacíos y las partículas cristalinas del suelo, liberando energía que permite que la estructura sólida precomprimida se expanda, de manera que los suelos arcillosos son

muy proclives a la compresión bajo cargas y a la expansión, cuando al cesar la acción de cualquier carga exterior, se produce la liberación de sus esfuerzos y comienza a actuar la succión interior del agua externa.

En cualquier caso la estabilidad volumétrica de los suelos finos está amenazada y pueden ocurrir en ellos deformaciones volumétricas muy importantes: De compresión, a expensas de su gran volumen de vacíos y de la salida del agua interior por efecto de las cargas exteriores, o de expansión, a causa de la succión interna que produce la expansión de la estructura sólida, que absorbe agua del exterior.

La magnitud de estos fenómenos (compresión de la estructura bajo carga externa o expansión de una estructura precomprimida por liberación de presión externa y absorción de agua), depende de la naturaleza del suelo arcilloso. Hay arcillas como la bentonita o la montmorillonita, mucho más activas en estos procesos que otras, como por ejemplo, la caolinita. Este cambio en la naturaleza físico-química y mineralógica influye en el comportamiento de interrelación de las partículas y los grumos, que se traduce en diferencias muy importantes en la relación de vacíos o vaporosidad de su estructura interna. Algunas arcillas pueden tener una relación de vacíos de 2, 3 ó 4 (volumen de vacíos 2, 3 ó 4 veces más grande que el volumen de los sólidos), lo cual representa una capacidad de deformación volumétrica mucho mayor. Por razones constructivas, las arcillas se incorporan en los suelos que se utilizan en las carreteras, tras procesos de compactación, lo que hace que estén precomprimidas, por lo que serán proclives a procesos de succión de agua externa y/o expansión, en un grado mayor cuanto más intensa haya sido la compactación con que se colocaron.

Obviamente, un cierto grado de compactación inicial es necesario, pero siempre ocurrirá que cuanto mayor sea ese proceso inicial, mayor será el potencial de succión comunicado y, por ende, también será mayor el potencial de expansión adquirido con absorción de agua; el cual al desarrollarse producirá un suelo maleable de fácil deformación por la compresión de cualquier nueva carga. Esta deformación producirá un

"efecto de acordeón", cuyas consecuencias serán altamente perjudiciales para la carretera.

Estas consideraciones hacen ver la importancia del proceso de compactación de suelos finos. Si no se alcanzan en principio condiciones adecuadas, la carretera será inestable, pero si la compactación es mayor a un determinado límite, la carretera también llegará a ser inestable con el transcurso del tiempo, si es que los materiales están en contacto con el agua libre exterior.

Las consideraciones anteriores conducen a la conclusión de que los suelos arcillosos son indeseables en el cuerpo general de las carreteras y, desde luego, en cualquier capa de la sección estructural de su pavimento. Sin embargo, razones constructivas y económicas obligan a una cierta presencia de suelos finos, la cual debe ser mínima y cuidadosamente tratada.

En efecto, el material que se desea para construir carreteras está constituido por suelos gruesos, pero resultaría antieconómico e innecesario eliminar por completo a los finos, con el avance actual de las técnicas constructivas, habrá que coexistir con un cierto volumen de éstos, teniendo presente, que cuanto más abajo se ubiquen los suelos finos, el impacto proveniente de las cargas del tráfico será menor, de manera que su presencia será menos nociva. Por ello, la tecnología tradicional exige el uso de suelos gruesos casi puros en las capas bases y sub-bases del pavimento, y va aceptando contenidos crecientes de suelos finos en subrasantes y terrecerías.

Por razones económicas, no es posible eliminar completamente la presencia de suelos finos de la sección estructural de una carretera, pero debe tenerse muy en cuenta que las investigaciones de la Mecánica de Suelos indican que contenidos relativamente muy pequeños de arcilla, formando parte de una matriz de suelo grueso, bastan para dar a esa matriz un comportamiento indeseable, haciéndola compresible y expansiva. El límite en el contenido de finos depende de la actividad de la arcilla.

Los análisis exigidos para determinar la actividad de los suelos arcillosos hace prácticamente imposible el investigar la naturaleza de los finos dentro del proceso industrial de construcción de una carretera, por lo cual el contenido de finos suele controlarse limitando el porcentaje de partículas que pasan el tamiz No. 200.

La investigación desarrollada dentro de la tecnología de la Mecánica de Suelos hace ver las grandes diferencias que produce la inclusión de finos arcillosos en una matriz de gravas utilizadas en bases y sub-bases de pavimentos asfálticos, según sea la actividad y la naturaleza de las arcillas incorporadas, pero, a la vez, muestra también que contenidos de finos por debajo del 10% del total, no tienen una influencia determinante en la resistencia y en la deformabilidad del conjunto, que mantendrá un comportamiento que básicamente puede considerarse como el de un suelo grueso. Contenidos superiores a ese valor le dan al suelo un comportamiento notablemente indeseable, de manera que contenidos de materiales arcillosos en el orden del 12%, ya inducen a un comportamiento que corresponde al de un suelo fino.

Por lo anterior, el contenido de materiales finos que pasan el tamiz No. 200, en cualquier matriz de suelo grueso que se utilice en las capas superiores de una carretera (bases y sub-bases), no debe exceder de un 10%. Este valor debe reducirse a la mitad en las carpetas asfálticas. Además debe tenerse en cuenta que no menos de un 4% ó 5% de partículas finas van a ser aportadas por la propia fracción gruesa, como resultado de los procesos usuales de trituración, por este hecho se debe reducir, en la misma proporción, el contenido de materiales puramente arcillosos.

En las subrasantes de carreteras puede haber una mayor tolerancia, aceptándose contenidos de finos que pasan el tamiz No. 200 hasta un porcentaje del 15%, en las carreteras más ocupadas, y hasta un 25% en aquellas de menor ocupación.

El contenido de materiales finos y sus efectos en las secciones estructurales de las carreteras, también deben controlarse con la medición del índice de plasticidad de la

fracción que pasa la malla No. 40. El valor del límite líquido no debe ser mayor a 25% y 30% en bases y sub-bases, y no mayor a 50% en subrasantes.

Evidentemente, el empleo prudente de los materiales térreos con límites adecuados en el contenido de materiales finos arcillosos, permite el empleo de estándares de compactación adecuados, para dar a las capas de la sección estructural de una carretera la consistencia necesaria, de manera que se garantice la permanencia de sus propiedades durante su vida de servicio.

I.6. DRENAJE Y SUBDRENAJE

De las razones expuestas anteriormente se desprende la conveniencia de proteger la sección estructural de los pavimentos asfálticos, de los efectos del agua exterior que pudiera penetrar en ella. Por su elevado costo es imposible eliminar completamente la presencia indeseable de los finos arcillosos, por este motivo resulta más conveniente efectuar adicionalmente obras de protección contra el agua exterior, para garantizar que la práctica de eliminación de finos funcione adecuadamente en lo general, y añadir obras especiales de protección en aquellos lugares en los cuales las condiciones del flujo interno de agua hagan que el criterio general establecido resulte insuficiente.

Situaciones de este tipo suelen presentarse en laderas inclinadas donde se ejecutan cortes, especialmente en cajón; en estos casos convendrá analizar la posibilidad de incorporar la construcción de subdrenes, para proteger adecuadamente a la sección estructural.

I.7. MÓDULO DE RESILIENCIA

Este ensayo describe mejor el comportamiento del suelo bajo cargas dinámicas de ruedas, que al moverse imparten un pulso dinámico a todas las capas del pavimento y a la subrasante. Como respuesta a este pulso cada capa del pavimento sufre una deflexión.

El pulso de las solicitaciones varía en un periodo muy breve de un valor muy bajo hasta un máximo, en función de la velocidad del vehículo.

La muestra de forma cilíndrica se confina en una cámara triaxial, que permite aplicar a la probeta una gran variedad de presiones, mediante un dispositivo especial que puede aplicar cargas pulsantes de diferente magnitud y duración.

En el ensayo se registra:

a. La carga aplicada mediante una célula de carga electrónica.

b. La presión de confinamiento mediante el medidor de presiones.

c. La deformación que sufre la probeta.

Para suelos finos interesa conocer la tensión desviante $\sigma_d = \sigma_1 - \sigma_3$

Para los suelos granulares la tensión volumétrica $\theta_3 = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3$

Las cargas dinámicas repetidas producen en la probeta una deformación vertical, que tiene dos componentes:

ε_P = Deformación permanente, que no se recupera cuando cesa la carga.

ε_R = Deformación Resiliente, que es recuperable cuando deja de actuar la carga

La relación entre las deformaciones verticales y la carga desviante se muestra en la figura siguiente:

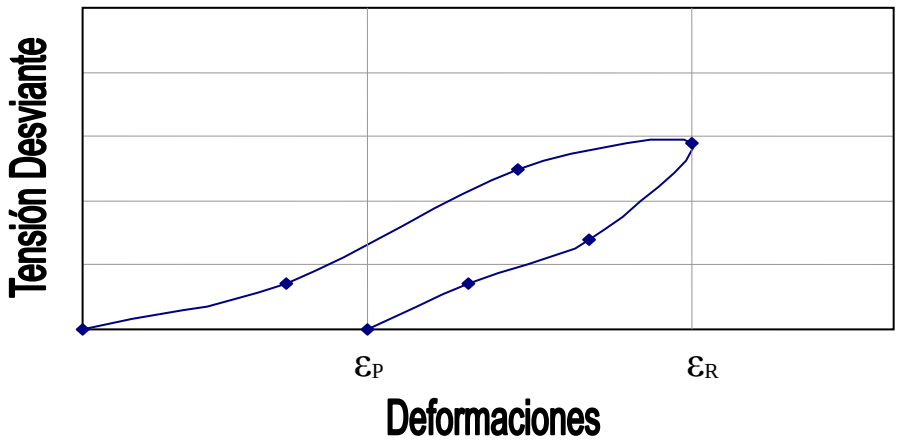


Figura I.4. Relación entre deformación vertical y carga desviante.
Fuente: Ayllón Acosta Jaime, Guía para el Diseño de Pavimentos de Concreto Asfáltico.

Para determinar el módulo resiliente se registra toda la deformación axial de la probeta a lo largo del ensayo y se calcula con la siguiente expresión:

$$M_R = \sigma_d / \varepsilon_R$$

ε_R tiene la misma definición del módulo de Young, aplicada a solicitaciones transilientes de corta duración.

RELACIONES C.B.R. - MÓDULO DE RESILIENCIA

En nuestro país no existe experiencia ni equipos para determinar el Módulo Resiliente. Ante esta falencia se pueden utilizar las siguientes relaciones con el C.B.R.

(1) CBR < 15 % (Shell)

M_R (MPa) = K * CBR K = 10

K = Tiene una dispersión de valores de 4 a 25

(2) M_R (MPa) = 17,6 * $CBR^{0,64}$ (Powell et al)

I.8. CONFIGURACIÓN DE EJES

I.8.1. DEFINICIONES

- Eje es el conjunto de dos o más ruedas que transmiten el peso al camino.

- *Eje delantero*: Eje que se encuentra en la parte delantera del vehículo.

- *Eje central*: Eje que se encuentra en la parte central del vehículo.

- *Eje posterior*: Eje que se encuentra en la parte posterior del vehículo.

- *Eje retráctil*: Conjunto de dos o más ruedas que esta provisto de un dispositivo mecánico, hidráulico o neumático que sirve para modificar el peso transmitido a la superficie de la vía pública y que puede elevar sus neumáticos para que ellos no toquen esta superficie.

- *Camión*: Vehículo autopropulsado de carga, puede ser también utilizado para remolcar. Su diseño puede incluir una carrocería o estructura portante.

- *Tractor*: Vehículo autopropulsado, diseñado para remolcar y soportar la carga que le transmite un semiremolque a través de un acople adecuado para tal fin.

- *Remolque*: Vehículo no autopropulsado con eje(s) delantero(s) y posterior(es) cuyo peso total, incluyendo la carga, descansa sobre sus propios ejes y es remolcado por un camión o un tractor semiremolque.

- *Semiremolque*: Vehículo no autopropulsado con eje(s) delantero(s) y posterior(es) cuyo peso y carga se apoyan en el tractor que lo remolca (a quien le transmite carga parcialmente).

I.8.2. PESO ADMISIBLE POR NEUMÁTICO

A los neumáticos con un ancho menor a 150 mm se les asigna un peso máximo admisible de 9 Kg por cada milímetro de ancho, a los neumáticos con un ancho superior un peso máximo admisible de 11 Kg por cada milímetro de ancho.

EJE SIMPLE

Se denomina eje simple al elemento constituido por un solo eje no articulado a otro, puede ser: motriz o no, direccional o no, anterior, central o posterior.

Peso máximo admisible para un eje simple de 2 neumáticos es de 7000 Kg (15 Kips).

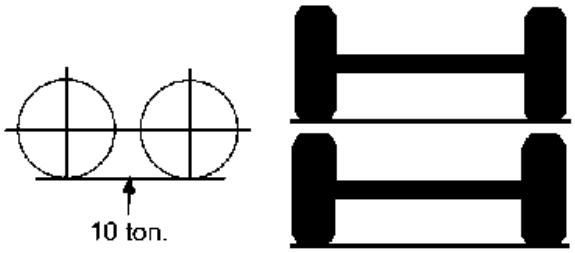
Peso máximo admisible para un eje simple de 4 neumáticos es de 11000 Kg (24 Kips).

EJE TANDEM

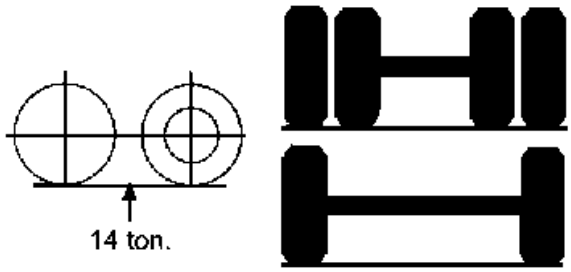
Se denomina eje Tandem al elemento constituido por dos ejes articulados al vehículo por dispositivos comunes, separados por una distancia menor a 2,4 metros. Estos reparten la

carga, en partes iguales, sobre los dos ejes. Los ejes de este tipo pueden ser motrices, portantes o combinados.

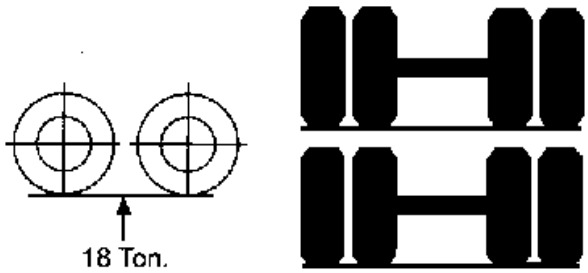
Peso máximo admisible para un eje tandem de 4 neumáticos es de 10000 Kg (22 Kips).



Peso máximo admisible para un eje tandem de 6 neumáticos es de 14000 Kg (31 Kips).



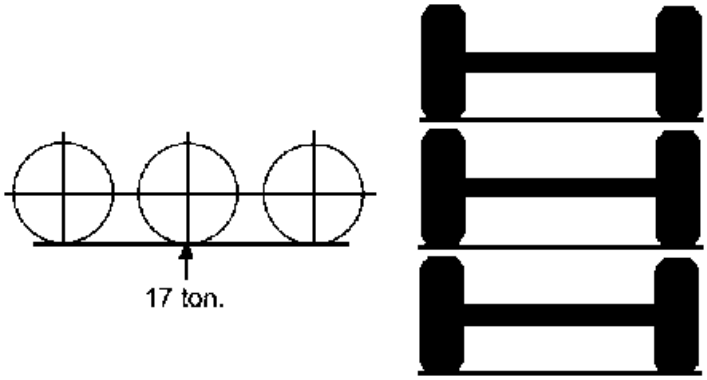
Peso máximo admisible para un eje tandem de 8 neumáticos es de 18000 Kg (40 Kips).



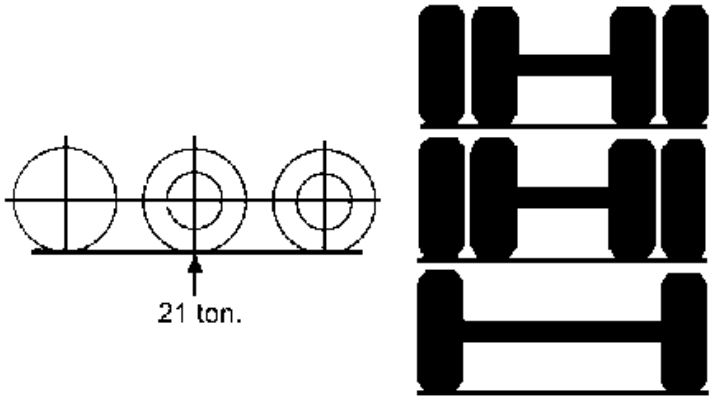
EJE TRIDEM

Se denomina eje Tridem al elemento constituido por tres ejes articulados al vehículo por dispositivos comunes, separados por distancias menores a 2,4 metros. Estos reparten la carga sobre los tres ejes. Los ejes de este tipo pueden ser motrices, portantes o combinados.

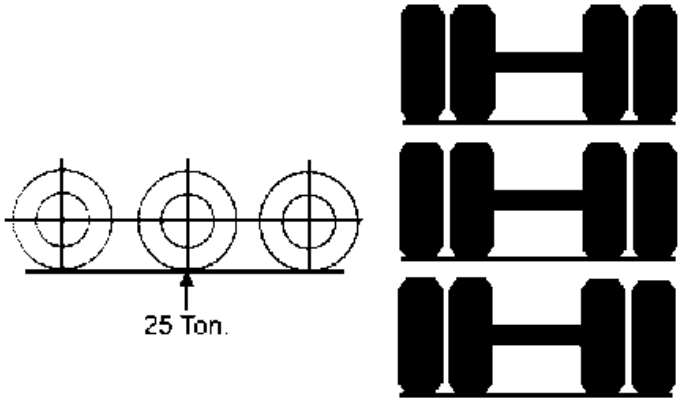
Peso máximo admisible para un eje tridem de 6 neumáticos es de 17000 Kg (37 Kips).



Peso máximo admisible para un eje tridem de 10 neumáticos es de 21000 Kg (46 Kips).

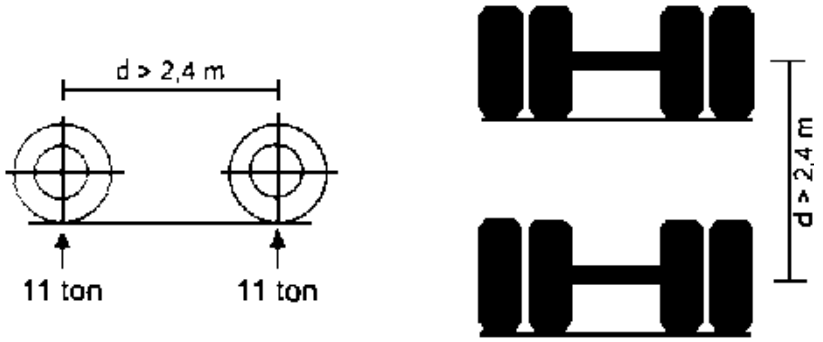


Peso máximo admisible para un eje tridem de 12 neumáticos es de 25000 Kg (55 Kips).



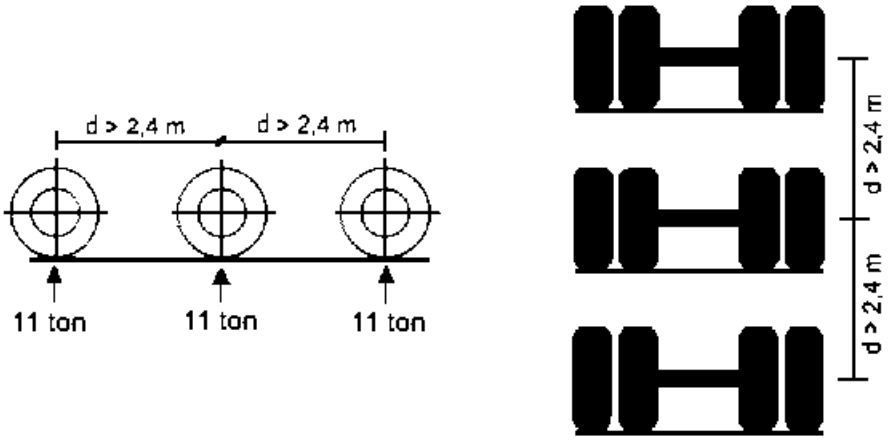
EJE DOBLE

Se denomina eje doble a una combinación de dos ejes separados por una distancia mayor de 2,4 metros. Para la determinación de su peso máximo admisible se considera como dos ejes simples (11 Ton. por eje).



EJE TRIPLE

Se denomina eje triple a una combinación de tres ejes separados por una distancia mayor de 2,4 metros. Para la determinación de su peso máximo admisible se considera como tres ejes simples (11 Ton. por eje).



También pueden encontrarse ejes triples conformados por la combinación de un eje tandem y un eje simple. En los cuales la distancia entre los ejes tandem es menor a 2,4 metros, y la distancia al eje simple es mayor a 2.4 metros. (11 Ton. para el eje simple y 18 Ton. para el eje tandem).

AGREGADOS PÉTREOS Y MATERIALES ASFÁLTICOS

CAPITULO II

II. AGREGADOS PÉTREOS Y MATERIALES ASFÁLTICOS

II.1. AGREGADOS PÉTREOS

El término agregado se refiere a partículas minerales granulares que se usan ampliamente para bases, sub-bases y relleno de carreteras. Los agregados también se usan en combinación con un material cementante para formar concretos para bases, sub-bases, superficies de desgaste y estructuras de drenaje. Las fuentes de agregados incluyen los depósitos naturales de arena y grava, los pavimentos pulverizados de concreto y asfalto, el material pétreo resquebrajado y la escoria de altos hornos.

II.1.1. ESPECIFICACIONES DE LOS AGREGADOS PARA BASE Y SUB-BASE

Los agregados deben satisfacer una rigurosa especificación, en cuanto a su granulometría, dureza, caras fracturadas, índice de plasticidad, porcentaje que pasa el tamiz No. 200, porcentaje de vacíos.

Tabla II.1. Valores especificados para materiales de base y sub-base

Prueba	Para sub-base	Para base
CBR, mínimo	20	80
Limite Liquido, máximo	25	25
Índice Plástico, máximo	6	No Plástico
Equivalente de Arena, mínimo	25	35
Material que pasa el tamiz No. 200, máximo	10	5

Fuente: The Asphalt Institute's, Manual del Asfalto.

II.1.2. PROPIEDADES DE LOS AGREGADOS

Las propiedades más importantes de los agregados que se usan para la construcción de carreteras son:

- Tamaño y graduación de las partículas.
- Dureza o resistencia al desgaste.
- Durabilidad o resistencia al intemperismo.
- Densidad relativa.
- Estabilidad química.
- Forma de partícula y textura de la superficie.
- Ausencia de partículas o sustancias nocivas.

II.1.2.1. TAMAÑO DE PARTÍCULAS Y GRADUACIÓN DE LOS AGREGADOS

Una propiedad clave de los agregados que se usan en las bases y superficies de las carreteras es la distribución de los tamaños de partículas al mezclarlos. La graduación de los agregados, esto es, la combinación de tamaños de partículas en la mezcla, afecta la densidad, la resistencia, y la economía de la estructura del pavimento.

Se usa un análisis granulométrico para determinar las propiedades relativas de los diferentes tamaños de partículas en una mezcla de agregados minerales. Para llevarlo cabo, se pasa una muestra pesada de agregado seco a través de un juego de mallas o tamices cuyo tamaño de abertura ha sido seleccionado previamente. Los tamices se agrupan colocando hasta arriba los que tienen la abertura mayor y debajo aquellos con aberturas sucesivamente más pequeñas. La muestra de agregado se agita con un vibrador mecánico de mallas y se determina el peso del material retenido en cada tamiz, el cual se expresa como un porcentaje de la muestra original. En el método T27 de la AASHTO se dan los procedimientos detallados para ejecutar un análisis granulométrico de agregados gruesos y finos.

Las mallas de prueba que se usan comúnmente para los proyectos de carreteras son aquellas con aberturas de 2½, 2, 1½, 1, ¾, ½, $^{3}/_{8}$ de pulgada cuadrada para las fracciones grandes y con 4, 10, 40, 80, 100, y 200 mallas por pulgada para las fracciones más pequeñas. Estas últimas mallas se designan como No. 4, No. 10, etc.

A la porción de material agregado que queda retenida en la malla No. 10 (esto es, con partículas mayores de 2,00 mm) se le conoce como agregado grueso. Al material que pasa por la malla No. 10 pero queda retenido en la malla No. 200 (partículas mayores que 0,075 mm) se le conoce como agregado fino. El material que pasa por la malla No. 200 se llama fino.

II.1.2.2. RESISTENCIA AL DESGASTE

Los materiales que se usan en los pavimentos de carreteras deberán ser duros y resistir el desgaste debido al efecto de pulido del tránsito y a los efectos abrasivos internos de las cargas repetidas. La estimación más comúnmente aceptada de la dureza de los agregados es la prueba de abrasión de Los Ángeles. La maquina que se usa en la prueba de Los Ángeles consta de un cilindro de acero hueco, cerrado en ambos extremos y montado en ejes en posición horizontal.

Para ejecutar la prueba de abrasión de Los Ángeles, se coloca dentro el cilindro una muestra limpia del agregado que se ha de probar junto con un peso estándar de esferas de acero como carga abrasiva. El tambor se hace girar 500 veces a una velocidad de 30 a 33 rpm, después de lo cual se retira la muestra de agregado y se agita en una malla del No. 12 (1,70 mm). El material retenido en el tamiz se lava, se seca hasta alcanzar una masa constante y se pesa. Se reporta como porcentaje de desgaste la diferencia entre la masa original y la masa fina de la muestra expresada como un porcentaje de la masa original. El método T96 de AASHTO da un procedimiento detallado para esta prueba.

II.1.2.3 DURABILIDAD O RESISTENCIA AL INTEMPERISMO

Comúnmente, la durabilidad de los agregados se mide con una prueba de integridad, como se describe en el método T104 de AASHTO. Esta prueba mide la resistencia de los agregados a la desintegración en una solución saturada de sulfato de sodio o magnesio. Simula el intemperismo de los agregados que existen en la naturaleza.

Para la prueba se sumergen fracciones conocidas del agregado que se ha de probar en una solución saturada de sulfato de sodio o magnesio. Luego se retira el agregado y se seca en un horno hasta que alcance una masa constante. Se repite este proceso para un número especificado de ciclos, normalmente cinco. Después de los ciclos alternados de mojado y desecación, se divide al agregado en fracciones haciéndolo pasar por las mallas y se determina para cada fracción el porcentaje de pérdida de peso. El porcentaje de pérdida se expresa como un promedio pesado. Para un tamaño dado de malla, el porcentaje de pérdida promedio por peso es el producto del porcentaje que pasa por esa malla y el porcentaje que pasa por esa malla en el material original. El total de estos valores es el valor de prueba de perdida en porcentaje.

II.1.2.4. DENSIDAD RELATIVA Y ABSORCIÓN

La densidad relativa y la absorción de los agregados son propiedades importantes que se requieren para el diseño de concreto y de mezclas bituminosas. La densidad relativa de un sólido es la razón de su masa a la de un volumen igual de agua destilada a una temperatura específica. Debido a que los agregados pueden contener huecos permeables al agua, se usan dos medidas de la densidad relativa de los agregados: densidad relativa aparente y densidad relativa de la masa.

La densidad relativa aparente, G_A, se calcula con base en el volumen neto de los agregados, esto es, sin contar los huecos permeables al agua. Así,

$$G_A = \frac{M_D / V_N}{w}$$

donde:

M_D = masa seca del agregado

V_N = volumen neto de los agregados sin considerar el volumen del agua absorbida

w = densidad del agua

La densidad relativa total, G_B, se calcula con base en el volumen total de los agregados, incluyendo los vacíos permeables al agua:

$$G_B = \frac{M_D / V_B}{w}$$

donde:

V_B = volumen total de los agregados, incluyendo el volumen de agua absorbida

La diferencia entre las densidades relativas aparente y la total equivale a los huecos permeables al agua de los agregados. El volumen de estos huecos se puede medir pesando los agregados secos y en condiciones superficiales secas y saturadas, esto es, con todos los vacíos permeables llenos de agua. La diferencia entre las dos masas es la masa absorbida, M_W. Normalmente se expresa a la absorción de agua como un porcentaje de la masa del agregado seco,

$$\text{Porcentaje de absorción} = \frac{M_W}{M_D} \times 100$$

II.1.2.5. ESTABILIDAD QUÍMICA DE LOS AGREGADOS

Ciertos agregados pueden ser inadecuados para una aplicación particular de construcción de carreteras debido a la composición química de las partículas del agregado. En las mezclas de asfalto, ciertos agregados que tienen una afinidad excesiva por el agua pueden contribuir a que se levante o remueva el asfalto, lo que conduce a la desintegración de las superficies de asfalto.

Se puede decir que un agregado de naturaleza "hidrofóbica" es aquel que tiene un alto grado de resistencia a la remoción de la capa de asfalto en presencia del agua. Por lo general, se puede suponer que la substancia bituminosa en una mezcla bituminosa está presente en la forma de delgadas películas que rodean a las partículas del agregado y que llenan, por lo menos parcialmente, los espacios vacíos entre partículas adyacentes. Estas delgadas películas de material bituminoso se adhieren a la superficie de los agregados normales y contribuyen a la resistencia al corte de la mezcla; este efecto se considera generalmente como parte de la "cohesión" de la mezcla. Para una exposición continua al agua, ya sea en el laboratorio o en el campo, las mezclas bituminosas que contengan ciertos agregados muestran una tendencia definitiva a perder resistencia al corte, "fortaleza", debido a una disminución en la cohesión que se debe principalmente al reemplazo de las películas bituminosas que rodean a las partículas del agregado con películas similares de agua. Los agregados que exhiben esta tendencia en un grado marcado y nocivo se llaman agregados "hidrofílicos", que quiere decir "afines al agua". Por lo contrario, los agregados que muestran poca o ninguna disminución en la resistencia debido a la remoción de la capa asfáltica se llaman "hidrofóbicos"o "repelentes al agua".

Para juzgar la resistencia relativa a la remoción del asfalto de los agregados, se han utilizado varios procedimientos de laboratorio diferentes, siendo los más destacados la prueba de remoción del asfalto y la prueba de inmersión-compresión. La prueba de remoción de asfalto consiste en recubrir al agregado con el material bituminoso,

sumergirlo en agua al agregado recubierto durante 16 a 18 h y luego, observar si el área total del agregado recubierto con una película bituminosa está por encima o por debajo del 95 por ciento. La prueba de inmersión-compresión consiste en comparar la resistencia a la compresión de especimenes cilíndricos de una mezcla bituminosa (preparados, moldeados y probados de manera estándar) con reproducciones que han sido sujetas a inmersión en agua por un tiempo definido y estandarizado.

Los agregados que se usan en las mezclas de concreto con cemento portland también pueden causar problemas relacionados con la estabilidad química. En ciertas áreas se ha tenido mucha dificultad con agregados que contienen substancias nocivas que reaccionan adversamente con los álcalis presentes en el cemento. Generalmente las reacciones adversas de alcaliagregado provocan la expansión anormal del concreto. Se han creado métodos (Métodos C227 y C289 de la ASTM) para detectar agregados con estas características dañinas y se incluyen indicaciones adecuadas en especificaciones típicas (por ejemplo, ASTM C33).

II.1.2.6. FORMA, TEXTURA Y LIMPIEZA DEL AGREGADO

Por lo general, las especificaciones para agregados que se usan en la construcción de carreteras tienen requerimientos relacionados con la forma de la partícula, la textura de la superficie y la limpieza del agregado. Normalmente, las especificaciones para agregados que se usan en las mezclas bituminosas requieren que los agregados sean resistentes, limpios, durables y libres de cantidades en exceso de piezas planas o alargadas, polvo, bolas de arcilla y otro material indeseable.

De igual manera, los agregados que se usan en las mezclas de concreto con cemento portland deben estar limpios y libres de substancias nocivas como grumos de arcilla, sílice hidratada, limos y otras impurezas orgánicas.

Se garantiza generalmente la limpieza del agregado si se incluye en las especificaciones requerimientos relativos a los porcentajes máximos permisibles de diferentes substancias dañinas presentes. Los requerimientos específicos a este respecto varían ligeramente para las diferentes dependencias.

II.2. MATERIALES ASFÁLTICOS

Son materiales aglomerantes sólidos o semisólidos de color que varía de negro a pardo oscuro y que se licuan gradualmente al calentarse, cuyos constituyentes predominantes son betunes que se dan en la Naturaleza en forma sólida o semisólida o se obtienen de la destilación del petróleo; o combinaciones de éstos entre sí o con el petróleo o productos de estas combinaciones.

II.2.1. TERMINOLOGÍA DEL ASFALTO

1. Asfalto de petróleo: Es un asfalto obtenido de la destilación del crudo de petróleo.

2. Asfalto fillerizado: Asfalto que contiene materias minerales finamente molidas que pasan por el tamiz No.200.

3. Asfalto líquido: Material asfáltico cuya consistencia blanda o fluida hace que esté fuera del campo de aplicación del ensayo de penetración, cuyo límite máximo es 300. Generalmente, se obtienen fluidificando el betún asfáltico con disolventes de petróleo, al exponer estos productos a los agentes atmosféricos los disolventes se evaporan, dejando solamente el betún asfáltico en condiciones de cumplir su función. Entre los asfaltos líquidos se pueden describir los siguientes:

a. Asfalto de curado Rápido (RC): Asfalto líquido compuesto de betún asfáltico y un disolvente tipo nafta o gasolina, muy volátil. (véase la tabla II.6)

b. Asfalto de curado medio (MC): Asfalto líquido compuesto de betún asfáltico y un disolvente tipo querosene de volatilidad media. (véase la tabla II.7)

c. Asfalto de curado lento (SC): Asfalto líquido compuesto de betún asfáltico y aceites relativamente poco volátiles. (véase la tabla II.8)

d. Asfalto emulsificado: Emulsión de betún asfáltico en agua, que contiene pequeñas cantidades de agentes emulsificantes, es un sistema heterogéneo formado por dos fases normalmente inmiscibles (asfalto y agua), en el que el agua constituye la fase continua de la emulsión y la fase discontinua está formada por pequeños glóbulos de asfalto (véase la tabla II.9). Los asfaltos emulsificados pueden ser de dos tipos aniónico o catónico, según el tipo de agente emulsificante empleado.

e. Emulsión asfáltica inversa: Es una emulsión asfáltica en la que la fase continua es asfalto, usualmente de tipo líquido, y la fase discontinua está constituida por diminutos glóbulos de agua en proporción relativamente pequeña. Este tipo de emulsión puede ser también aniónica o catónica.

4. Asfalto Natural (nativo): Asfalto que da en la Naturaleza y que se ha producido a partir del petróleo por un proceso natural de evaporación de las fracciones volátiles dejando las asfálticas. Los yacimientos más importantes se encuentran en los lagos de Trinidad y Bermúdez, por este motivo el asfalto procedente de estos lugares se denomina asfalto de lago.

5. Asfalto Oxidado o Soplado: Asfalto a través de cuya masa, a elevada temperatura, se ha hecho pasar aire para darle las características necesarias para ciertos usos especiales, como fabricación de materiales para techado, revestimiento de tubos, membranas envolventes, y otras aplicaciones hidráulicas.

6. Asfalto Sólido o Duro: Asfalto cuya penetración a temperatura ambiente es menor que 10.

7. Betún: Mezcla de hidrocarburos de origen natural o pirogénico o de ambos tipos, frecuentemente acompañados por sus derivados no metálicos que pueden ser gaseosos, líquidos, semisólidos o sólidos, son solubles en sulfuro de carbono.

8. Betún asfáltico: También llamado Cemento Asfáltico (CA), el cual es asfalto refinado para satisfacer las especificaciones establecidas para los materiales empleados en pavimentación. (véase la tabla II.5) Las penetraciones normales de estos betunes están comprendidos entre 40 y 300 (véase II.4.1.1).

9. Gilsonita: Tipo de asfalto natural duro y quebradizo que se presenta en grietas de rocas o filones de los que se extrae.

10. Material asfáltico para relleno de juntas: Producto asfáltico empleado para llenar grietas y juntas en pavimentos y otras estructuras.

11. Material asfáltico prefabricado para relleno de juntas: Tiras prefabricadas de asfalto mezclado con sustancias minerales muy finas, materiales fibrosos, corcho, etc., en dimensiones adecuadas para la construcción de juntas.

12. Pintura asfáltica: Producto asfáltico líquido que a veces contiene pequeñas cantidades de otros materiales, como negro de humo polvo de aluminio y pigmentos minerales.

II.2.2. PROPIEDADES DEL MATERIAL ASFÁLTICO

El asfalto es un material de particular interés para el ingeniero porque es un aglomerante resistente, muy adhesivo, altamente impermeable y duradero. Es una sustancia plástica que da flexibilidad controlable a las mezclas de áridos con las que se combina usualmente. Además, es altamente resistente a la mayor parte de los ácidos, álcalis y sales. Aunque es una sustancia sólida o semisólida a temperaturas atmosféricas ordinarias, puede licuarse fácilmente por aplicación de calor, por la acción de disolventes de volatilidad variable o por emulsificación.

II. 3. EMULSIONES ASFÁLTICAS

II.3.1 DEFINICIÓN

En general, una emulsión es una dispersión de dos elementos insolubles uno en el otro.

Existen diversos tipos de emulsificados que se usan cotidianamente, por ejemplo la mayonesa, las pinturas, los tintes para el cabello y los helados. En cada caso están involucrados ciertos procesos mecánicos y químicos que permiten la combinación de dos o más materiales que no se mezclarían bajo condiciones normales. Más allá de la complejidad química de las emulsiones asfálticas, lo importante es seleccionar la emulsión correcta para el agregado y sistema constructivo utilizados.

Considerando esto, podemos definir una emulsión desde el punto de vista físico-químico, como una dispersión fina más o menos estabilizada de un liquido en otro, no miscibles entre sí. La emulsión asfáltica es un producto conseguido por la dispersión de una fase asfáltica en una base acuosa, donde las partículas quedan electrizadas, por lo tanto los líquidos que la forman constituyen dos partes que se denominan:

- Fase dispersa o discontinua.

- Fase dispersante o continua.

Existen dos tipos de emulsiones según la concentración de cada una de estas fases: una emulsión directa es aquella en que la fase hidrocarbonada está dispersa en la parte acuosa; en la inversa, la fase acuosa esta dispersa en la parte hidrocarbonada. Las del primer tipo son las que más se emplean en la industria caminera.

Es preferible el empleo de las emulsiones directas por su baja viscosidad a temperatura ambiente, esto favorece el mojado, repartición y cohesión con el material pétreo.

II.3.2 COMPOSICIÓN

Una emulsión tiene tres ingredientes básicos: asfalto, agua y un agente emulsificante. En algunas ocasiones el agente emulsificante puede contener un estabilizador. En aplicaciones especiales como es el caso del Micropavimento se agrega un ingrediente más, el polímero.

Es bien sabido que el agua y el asfalto no se mezclan, excepto bajo condiciones cuidadosamente controladas, usando equipo especializado y aditivos químicos. La mezcla de betún asfáltico ó cemento asfáltico y agua es algo análoga al caso de un mecánico de automóviles que trata de quitarse la grasa de sus manos con agua. Únicamente, hasta cuando use un detergente o agente jabonoso le será posible remover la grasa con éxito. Las partículas de jabón rodean los glóbulos de grasa, rompen la tensión superficial que los une y permite que sean lavados. Se aplican principios físicos y químicos similares para la formulación y producción de las emulsiones asfálticas.

El propósito es conseguir una dispersión de betún asfáltico en agua, suficientemente estable para el bombeo, almacenamiento prolongado y mezclado. Además, la emulsión deberá romper rápidamente al entrar en contacto con el agregado en el mezclador o después de ser esparcida sobre la superficie de la vía. Una vez curado, el asfalto residual conserva todas las propiedades de adhesividad, durabilidad y resistencia al agua del betún asfáltico usado para producirla.

Para el caso del micropavimento, la emulsión utilizada es la misma, solo que se le añade un polímero, el cual le proporciona sus características particulares.

A continuación se presenta una descripción de los componentes de una emulsión asfáltica.

BETÚN ASFÁLTICO

El betún asfáltico es el ingrediente básico de una emulsión y en la mayoría de los casos, representa del 55 al 70 por ciento de la emulsión.

No existe correlación exacta entre las propiedades del betún asfáltico y la facilidad con la cual el asfalto puede emulsificarse. No obstante que la dureza del betún asfáltico puede elegirse a voluntad, la mayor parte de las emulsiones se hacen con asfaltos situados dentro un intervalo de penetración de 100 a 250. A veces, las condiciones climáticas pueden determinar el uso de un asfalto más blando o más duro. En cualquier caso, es esencial la compatibilidad del agente emulsificante con el betún asfáltico para producir una emulsión estable.

El asfalto es un coloide compuesto de varias fracciones, siendo las principales los asfáltenos y los maltenos. La constitución coloidal del asfalto depende de la naturaleza química, el porcentaje de fracciones y sus relaciones entre ellas. Los asfáltenos son la fase dispersa del asfalto, mientras que los maltenos son la fase continua. Se ha

establecido que los asfáltenos suministran la dureza, mientras que los maltenos confieren las propiedades de adhesividad y ductilidad.

AGUA

El segundo ingrediente en cantidad es el agua. No puede restarse importancia a su contribución para dotar al producto final de propiedades deseables. El agua humedece y disuelve; se adhiere a otras sustancias; y modera las reacciones químicas; estos factores permiten la producción de una emulsión satisfactoria. Por otro lado, el agua puede contener minerales u otras sustancias que afecten a las propiedades de la emulsión, son inadecuadas las aguas sin tratar a causa de sus impurezas, especialmente las que tienen iones de calcio y magnesio.

El agua usada para preparar emulsiones deberá ser razonablemente pura y libre de materias extrañas.

AGENTES EMULSIFICANTES

Las propiedades de una emulsión dependen notablemente del producto químico usado como emulsificante. Dicho químico es un agente con actividad de superficie, comúnmente llamado “surfactante”, que determina si la emulsión se clasificará como aniónica, catiónica o no iónica. El emulsificante, también mantiene los glóbulos de asfalto en suspensión estable y permite su rotura oportuna. El surfactante cambia la tensión superficial en la interfase, es decir en el área de contacto entre los glóbulos de asfalto y el agua. Hay gran disponibilidad de emulsificantes químicos. Deben seleccionarse por su compatibilidad con el betún asfáltico usado.

Los emulsificantes aniónicos más frecuentemente usados son los ácidos grasos derivados de la producción maderera, tales como aceites de tallos, resinas y ligninas. Los emulsificantes aniónicos son saponificados (vueltos jabón) por reacción con hidróxidos de sodio o potasio.

La mayoría de los emulsificantes catiónicos son aminas grasas (diaminas, imidazolinas y amidoaminas). Las aminas son convertidas en jabón por reacción con un ácido, generalmente clorhídrico. Otro tipo de agente emulsificante es la sal cuaternaria de amonio, que se usa para producir emulsiones catiónicas.

En la mayor parte de los casos, el agente se combina con el agua antes de introducirlo en el molino coloidal. En otros casos puede combinarse con el betún asfáltico antes de su ingreso al molino.

A continuación se muestra una relación porcentual del contenido aproximado de los distintos ingredientes que componen una emulsión asfáltica.

Tabla II.2. Composición de las emulsiones asfálticas

Elemento	Emulsión normal	Emulsión modificada con polímero
Betún asfáltico	40 – 70	50 – 70
Emulsificante	0,2 – 1,5	0,2 – 1,5
Agua	40 – 60	35 – 45
Polímero	0	1 – 4

Fuente: The Asphalt Institute’s, Manual del Asfalto.

POLÍMERO

El polímero es un elemento modificador de la emulsión en forma de Látex, que tiene la propiedad de dar mayor flexibilidad al asfalto, evitar la penetración de los rayos ultravioletas, retardando su oxidación, evitando su deterioro prematuro y alargando su vida útil. El polímero se agrega a la solución jabonosa antes de ingresar al molino coloidal, es un material de fácil dispersión en agua.

II.3.3. CLASIFICACIÓN DE LAS EMULSIONES

POR SU POLARIDAD

Las emulsiones se clasifican en tres categorías: Aniónicas, catiónicas y no iónicas. En la práctica, las dos primeras son usadas en la construcción y mantenimiento vial. Las no iónicas, actualmente no tienen uso, pero en el futuro pueden llegar a tener una mayor utilización con el avance la tecnología. La clasificación de aniónicas y catiónicas se refiere a las cargas eléctricas que rodean a las partículas de asfalto. De acuerdo a una ley básica de la electricidad: Cargas del mismo signo se repelen y cargas contrarias se atraen. Cuando dos polos (un ánodo y un cátodo) se sumergen en un líquido a través del cual fluye una corriente eléctrica, el ánodo se carga positivamente y el cátodo negativamente. Si se hace pasar corriente eléctrica a través de una emulsión que contiene partículas de asfalto cargadas negativamente, estas migraran hacia el ánodo, entonces la emulsión se denomina aniónica. Inversamente, las partículas de asfalto cargadas positivamente se dirigirán al cátodo, por lo cual la emulsión será catiónica. En las emulsiones no iónicas, las partículas de asfalto son neutras, y por consiguiente no serán atraídas por ninguno de los polos.

POR LA VELOCIDAD DE ROTURA

La ruptura de una emulsión asfáltica es el fenómeno que se produce cuando los glóbulos de asfalto de la emulsión dispersa en el agua, en contacto con el agregado mineral, sufren una ionización por parte del agregado, dando origen a la formación de un compuesto insoluble en agua, que se precipitará sobre el material pétreo.

La coalescencia se refiere al proceso que sigue la emulsión para convertirse nuevamente en betún asfáltico. La tendencia a coalescer está estrechamente relacionada con la capacidad de mezcla de una emulsión.

Las emulsiones de acuerdo a la rapidez con que el asfalto puede llegar a la coalescencia se clasifican según el Instituto del Asfalto en:

RS de rotura rápida
MS de rotura media
SS de rotura lenta

Una emulsión RS tiene escasa o ninguna habilidad para mezclarse con el agregado, una emulsión MS se mezcla con mayor facilidad con agregados gruesos pero no con finos, y una emulsión SS se mezclará más fácilmente con agregados finos.

La AASHTO y la ASTM han desarrollado normas para los siguientes tipos de emulsión:

Tabla II.3. Normas desarrolladas por la AASHTO y la ASTM

Emulsión aniónica	Emulsión catiónica
RS – 1	CRS - 1
RS – 2	CRS – 2
MS – 1	-----
MS – 2	CMS – 2
MS – 2h	CMS – 2h
HFMS – 1	-----
HFMS – 2	-----
HFMS – 2h	-----
SS – 1	CSS – 1
SS – 1h	CSS – 1h

La letra C antes del tipo de emulsión significa catiónica. La ausencia de esta letra, significa aniónica o no iónica. Por ejemplo RS-1 puede ser aniónica o no iónica y CRS-1 es catiónica.

El tipo de aplicación determina además la viscosidad requerida para el producto, por lo tanto las cifras 1 y 2 indican grados de viscosidad baja y alta respectivamente.

De acuerdo a las condiciones climáticas en el entorno de la obra, muchas veces será necesario el uso de emulsiones cuyo residuo asfáltico tenga mayor dureza. Estas se diferencian colocando una letra “h” al final de su denominación cuando la penetración del residuo está entre 40 y 90 décimas de mm.

La “HF” significa alta flotación, la cual se mide por la prueba de flotación (AASHTO T50 ó ASTM D139).

La emulsión de grado CSS-lh se utiliza para preparar mezclas especiales, como el Mortero Asfáltico (Slurry Seal). Con la adición de polímeros a esta emulsión, se produce el Micropavimento (Microsurfacing).

II.3.4. VENTAJAS QUE OFRECEN LAS EMULSIONES

Las emulsiones asfálticas pueden ser empleadas en todas las capas de un pavimento, en revestimientos asfálticos nuevos, en recapeos, en rejuvenecimiento de pavimento y hasta en operaciones de parcheo. Entre las ventajas que ofrecen podemos señalar las siguientes:

- Para la preparación de las Emulsiones Asfálticas se requiere poca energía, únicamente para diluir el betún asfáltico que alimentará el molino coloidal.

- Al sustituir los fluidificantes por agua, se economiza el costo de los derivados de petróleo, con la consiguiente conservación de la energía, durante el proceso de la producción de la emulsión, debido a que no se requiere elevar la temperatura de sus componentes.

- Evitan la polución ambiental, debido a que el proceso de mezcla, se realiza a temperatura ambiente, lo cual evita la emisión de gases contaminantes.

- La preparación de la emulsión a temperatura ambiente evita la oxidación del ligante asfáltico.

- Usadas en tratamientos superficiales o en premezclados en frío, evitan pérdidas de dinero con relación a los asfaltos diluidos, porque no ocasionan la evaporación de solventes durante el proceso de curado.

- En tratamientos superficiales llevan ventaja con relación a la utilización de otro ligante, porque presentan óptima adherencia con cualquier tipo de agregado, sin necesidad de aditivos de adherencia.

Estas ventajas de: Conservación de energía y de reducción de la polución atmosférica han motivado, en los países de mayor desarrollo, el uso preferente de las emulsiones asfálticas en la construcción de carreteras.

Tabla II.4. Cuadro comparativo de los materiales asfálticos

Material asfáltico	Ventajas	Desventajas	Proceso de curado
Mezclas en caliente	Aplicación directa	Humos y costo de combustible	Por enfriamiento
Asfaltos rebajados	Trabajabilidad	Contaminación atmosférica	Evaporación del Solvente
Emulsiones asfálticas	Menor polución, menor costo de combustible	Cuidado en el manejo de la emulsión	Rotura, coalescencia, evaporación del agua

Fuente: The Asphalt Institute's, Manual del Asfalto.

II.3.5. CUIDADOS QUE DEBEN TOMARSE EN EL USO DE EMULSIONES ASFÁLTICAS

Se deberá elegir una emulsión compatible químicamente con la naturaleza del agregado mineral.

La velocidad de ruptura de la emulsión deberá ser la adecuada para permitir una buena cobertura del agregado y un curado más rápido.

No deberá emplearse a temperaturas por debajo de 10 ºC, ni por encima de 70 ºC.

En el acopio no se deberán mezclar diferentes tipos de emulsiones, ni con otro material bituminoso.

Se recomienda hacer recircular el producto, antes de ser empleado, siempre que hubiera estado acopiado por más de 30 días.

II.4. ENSAYOS EN MATERIALES ASFÁLTICOS

El asfalto se presenta en una amplia variedad de tipos y grados normalizados. En las tablas II.5, 6, 7, 8, 9 se dan las especificaciones normalizadas para los tipos y grados de asfaltos empleados en construcción de pavimentos y otras aplicaciones. En los siguientes párrafos se describen brevemente los ensayos de laboratorio necesarios para determinar si los asfaltos cumplen estas especificaciones, y se hace referencia a los métodos de ensayo normalizados. Para mayor comodidad, los ensayos aplicables a cada tipo de asfalto se han agrupado y aparecen en el orden en que se citan en las tablas de características a las que acabamos de referirnos.

En el "Anexo I" se encuentran los métodos de ensayo normalizados que se realizan en obras de pavimentación de una forma más detallada.

II.4.1. BETÚN ASFÁLTICO

II.4.1.1. PENETRACIÓN

El ensayo de penetración determina la dureza o consistencia relativa de un betún asfáltico, midiendo la distancia que una aguja normalizada penetra verticalmente en una muestra de asfalto en condiciones especificadas de temperatura, carga y tiempo. Cuando no se mencionan específicamente otras condiciones, se entiende que la medida de la penetración se hace a 25 ºC, que la aguja está cargada con 100 g y que la carga se aplica durante 5 s. La penetración determinada en estas condiciones se llama penetración normal. La unidad penetración es la décima de milímetro. Es evidente que cuando más blando sea el betún asfáltico mayor será la cifra que indique su penetración.

Los betunes asfálticos se clasifican en grados según su dureza o consistencia por medio de la penetración. El Instituto del Asfalto ha adoptado cuatro grados de betún asfáltico para pavimentación con penetraciones comprendidas dentro de los márgenes siguientes: 60-70, 85-100, 120-150 y 200-300. Además, el Instituto tiene especificaciones para un betún asfáltico de penetración comprendida en el margen 40-50, que se usa en aplicaciones especiales e industriales. Los aparatos y procedimientos para realizar el ensayo de penetración se describen en el Método AASHTO T49 y en el ASTM D5.

II.4.1.2. VISCOSIDAD

La finalidad del ensayo de viscosidad es determinar el estado de fluidez de los asfaltos a las temperaturas a las que se emplean durante su aplicación. La viscosidad o consistencia del betún asfáltico se mide en el ensayo de viscosidad Saybolt-Furol o en el ensayo de viscosidad cinemática.

En el ensayo Saybolt-Furol se emplea un viscosímetro Saybolt con un orificio Furol. Se coloca en un tubo normalizado cerrado con un tapón de corcho una cantidad especificada de betún asfáltico. Como las temperaturas a que se determina la viscosidad de los betunes asfálticos son frecuentemente superiores a los 100 ºC, el baño de temperatura constante del viscosímetro se llena con algún tipo de aceite. Cuando el asfalto ha alcanzado una temperatura establecida, se quita el tapón y se mide el tiempo necesario en segundos para que pasen a través del orificio Furol 60 ml del material. Cuando más viscosos son los materiales más tiempo es necesario para que pasen a través del orificio. Los valores obtenidos se expresan como segundos Saybolt-Furol (SSF). Los aparatos y procedimiento para la realización de este ensayo se describen detalladamente en el método ASTM E102.

La viscosidad cinemática del betún asfáltico se mide normalmente con viscosímetros de tubo capilar de cristal como el descrito en el método ASTM D445. Como consecuencia de la comodidad del ensayo y de la mayor exactitud de los resultados, hay una reciente

tendencia a medir la viscosidad cinemática de los betunes asfálticos y de los asfaltos fluidificados. Para este ensayo son necesarios, como consecuencia de la amplia gama de viscosidades de los asfaltos, varios viscosímetros calibrados que difieren entre sí en el tamaño del tubo capilar. La base de este ensayo es la medida del tiempo necesario para que fluyan un volumen constante de material bajo condiciones de ensayo, como temperatura y altura de líquido, rígidamente controladas. Mediante el tiempo medido, en segundos, y la constante de calibración del viscosímetro, es posible calcular la viscosidad cinemática del material en la unidad fundamental, centistokes.

El procedimiento de ensayo, los aparatos necesarios y el procedimiento de calibración del viscosímetro se describen en el método ASTM D445.

II.4.1.3. PUNTO DE INFLAMACIÓN

El punto de inflamación del betún asfáltico indica la temperatura a que puede calentarse el material sin peligro de inflamación en presencia de llama libre. Esta temperatura es usualmente muy inferior a aquella a que el material ardería. Esta última temperatura se llama punto de fuego, pero rara vez se incluye en las especificaciones de los betunes asfálticos.

El punto de inflamación de un betún asfáltico se mide por el ensayo del vaso abierto Cleveland según condiciones normalizadas prescritas en los métodos AASHTO T48 y ASTM D92. Un vaso abierto de latón se llena parcialmente con betún asfáltico y se calienta a una velocidad establecida. Se hace pasar periódicamente sobre la superficie de la muestra una pequeña llama, y se define como punto de llama la temperatura a la que se han desprendido vapores suficientes para producir una llamarada repentina.

II.4.1.4. ENSAYO EN ESTUFA EN PELÍCULA DELGADA

El ensayo en estufa en película delgada se emplea para prever el endurecimiento que puede esperarse se produzca en un betún asfáltico durante las operaciones de mezclado en la instalación mezcladora. Esta tendencia al endurecimiento se mide por ensayos de penetración realizados antes y después del tratamiento en estufa. Se expresa la penetración del betún asfáltico después del tratamiento en la estufa como porcentaje de la penetración antes del tratamiento. Las especificaciones prescriben valores mínimos para el porcentaje de penetración retenido (véase la tabla II.5), que varían para los diferentes tipos de betún asfáltico.

El procedimiento a seguir en la realización del ensayo en horno en película delgada se explica con detalle en el método AASHTO T179.

II.4.1.5. DUCTILIDAD

La ductilidad es una característica de los betunes asfálticos importante en muchas aplicaciones. La presencia o ausencia de ductilidad, sin embargo, tiene usualmente mayor importancia que el grado de ductilidad existente. Los betunes asfálticos dúctiles tienen normalmente mejores propiedades aglomerantes que aquellos a los que les falta esta característica. Por otra parte, los betunes asfálticos con una ductilidad muy elevada son usualmente más susceptibles a los cambios de temperatura. En algunas aplicaciones, como las mezclas para pavimentación, tienen gran importancia la ductilidad y el poder aglomerante, mientras en otras, como la inyección bajo losas de hormigón y en el relleno de grietas, la propiedad más esencial es una baja susceptibilidad a los cambios de temperatura.

Las condiciones normalizadas para este ensayo se determinan detalladamente en los métodos AASHTO T51 y ASTM D113.

II.4.1.6. SOLUBILIDAD

El ensayo de solubilidad determina el contenido en betún del betún asfáltico. La porción de betún asfáltico soluble en sulfuro de carbono está constituida por los elementos aglomerantes activos.

La mayor parte de los betunes asfálticos se disuelven en igual proporción en sulfuro de carbono y en tetracloruro de carbono. Como el tetracloruro de carbono no es inflamable, es el disolvente preferido en la mayor parte de los casos.

La determinación de la solubilidad es sencillamente un proceso de disolución del betún asfáltico en un disolvente separando la materia soluble. El material y procedimiento necesarios para la realización del ensayo se describen detalladamente en los métodos AASHTO T44 y ASTM D4.

II.4.1.7. PESO ESPECÍFICO

Aunque normalmente no se especifica, es deseable conocer el peso específico del betún asfáltico que se emplea. Este conocimiento es útil para hacer las correcciones de volumen cuando éste se mide a temperaturas elevadas. Se emplea como uno de los factores para la determinación de los huecos en las mezclas asfálticas para pavimentación compactadas. El peso específico es la relación del peso de un volumen determinado del material al peso de igual volumen de agua, estando ambos materiales a temperaturas especificadas. Así, un peso específico de 1,05 significa que el material pesa 1,05 veces lo que el agua a la temperatura fijada. El peso específico del betún asfáltico se determina normalmente por el método del pignómetro, descrito en los métodos AASHTO T43 y ASTM D70.

II.4.1.8. PUNTO DE REBLANDECIMIENTO

Los asfaltos de diferentes tipos reblandecen a temperaturas diferentes. El punto de reblandecimiento se determina usualmente por el método de ensayo arbitrario de anillo y bola. Aunque este ensayo no se incluye en las especificaciones para los asfaltos de pavimentación, se emplea frecuentemente para caracterizar los materiales más duros empleados en otras aplicaciones e indica la temperatura a que estos asfaltos se hacen fluidos. Consiste en llenar de asfalto fundido un anillo de latón de dimensiones normalizadas. La muestra así preparada se suspende en un baño de agua y sobre el centro de la muestra se sitúa una bola de acero de dimensiones y peso especificados. A continuación se calienta el baño a una velocidad determinada y se anota la temperatura en el momento en que la bola de acero toca el fondo del vaso de cristal. Esta temperatura se llama punto de reblandecimiento del asfalto.

Los procedimientos y aparatos necesarios para la realización del ensayo se describen con detalle en los métodos AASHTO T53 y ASTM D36.

II.4.2. ASFALTO LÍQUIDO DE CURADO RÁPIDO (RC) Y CURADO MEDIO (MC)

II.4.2.1. PUNTO DE INFLAMACIÓN

El punto de inflamación de los asfaltos fluidificados como el asfalto líquido (RC) y el (MC) se mide mediante el ensayo de punto de inflamación en vaso abierto. La finalidad del ensayo es la misma indicada para los betunes asfálticos. El aparato se modifica para hacer posible el calentamiento indirecto del asfalto fluidificado. Los aparatos y procedimientos para la realización de este ensayo se describen en los métodos AASHTO T79 y ASTM D1310.

II.4.2.2. VISCOSIDAD

La consistencia o resistencia a fluir de los asfaltos fluidificados o asfaltos líquidos de curado lento se mide normalmente por el ensayo de viscosidad Saybolt-Furol, en forma esencialmente idéntica a la descrita para los betunes asfálticos. Como las temperaturas de ensayo empleadas en los asfaltos líquidos son generalmente más bajas que en los betunes asfálticos, se emplea normalmente agua como fluido de calentamiento para el baño termostático. Los aparatos y procedimiento para la realización de este ensayo se describen con detalle en los métodos AASHTO T201 y ASTM D2170.

Lo mismo que en el caso de betunes asfálticos, existe cierta tendencia a medir la viscosidad en unidades fundamentales (centistokes) con los viscosímetros de flujo en tubo capilar de cristal que se describieron para los betunes asfálticos.

En la figura II.1 se indica la amplia gama de viscosidades de los asfaltos fluidificados y de los asfaltos líquidos de curado lento (SC), que se discuten más adelante, a la misma temperatura (60 ºC). Como consecuencia de la amplitud de este campo de variación, las especificaciones del Instituto del Asfalto exigen que las determinaciones de la viscosidad de los diferentes grados se realicen a distintas temperaturas (véase las tablas II.6, 7, 8), como se indica a continuación:

RC0, MC0, SC0: Viscosidad Furol a 25 ºC.

RC1, MC1, SC1: Viscosidad Furol a 50 ºC.

RC2, 3, MC2, 3, SC2, 3: Viscosidad Furol a 60 ºC.

RC4, 5, MC4, 5, SC4, 5: Viscosidad Furol a 82 ºC.

VISCOSIDAD SAYBOLT- FUROL APROXIMADA A 60 ºC				
	15 a 30	RC-0	MC-0	SC-0
	40 a 80	RC-1	MC-1	SC-1
	100 a 200	RC-2	MC-2	SC-2
	250 a 500	RC-3	MC-3	SC-3
	600 a 1200	RC-4	MC-4	SC-4
	1500 a 3000	RC-5	MC-5	SC-5

Figura II.1. Comparación de las viscosidades de los asfaltos líquidos a 60 ºC.
Fuente: The Asphalt Institute's, Manual del Asfalto.

II.4.2.3. DESTILACIÓN

El ensayo de destilación se emplea para determinar las proporciones relativas de betún asfáltico y disolventes presentes en el asfalto fluidificado. Se emplea también para medir las cantidades de disolvente que destilan a diversas temperaturas, que indican las características de evaporación del disolvente. Estas a su vez, indican la velocidad a que el material curará después de su aplicación. El asfalto recuperado en el ensayo puede emplearse para realizar los ensayos descritos al hablar de betunes asfálticos.

El ensayo se realiza colocando una cantidad especificada de asfalto fluidificado en un matraz de destilación conectado a un condensador. El asfalto fluidificado se calienta gradualmente hasta una temperatura especificada y se anota la cantidad de disolvente destilada a diversas temperaturas. Cuando se alcanza la temperatura de 360 ºC se mide la cantidad de asfalto restante y se expresa como porcentaje en volumen de la muestra original. Los procedimientos y aparatos necesarios para la realización del ensayo de

destilación sobre los asfaltos fluidificados se detallan en los métodos AASHTO T78 y ASTM D402.

II.4.2.4. PESO ESPECÍFICO

Aunque no se especifica normalmente, es deseable conocer el peso específico de los asfaltos fluidificados empleados. Este conocimiento puede servir para hacer las correcciones de volumen cuando se miden volúmenes a temperaturas elevadas. El peso específico de los asfaltos fluidificados se determina normalmente por el método del pignómetro descrito en los métodos AASHTO T43 y ASTM D70.

II.4.3. ASFALTO LÍQUIDO DE CURADO LENTO (SC)

II.4.3.1. PUNTO DE INFLAMACIÓN

Los aparatos, procedimiento y finalidad de este ensayo son los indicados para los betunes asfálticos.

II.4.3.2. VISCOSIDAD

Los aparatos, procedimientos y finalidad de este ensayo son los descritos para los asfaltos fluidificados.

Si denominamos grados antiguos a los calculados mediante el ensayo de viscosidad Saybolt-Furol y denominamos grados modernos a los calculados mediante la viscosidad cinemática, a una misma temperatura de 60 ºC, podemos realizar una comparación entre ambos grados de asfaltos líquidos (véase la figura II.2).

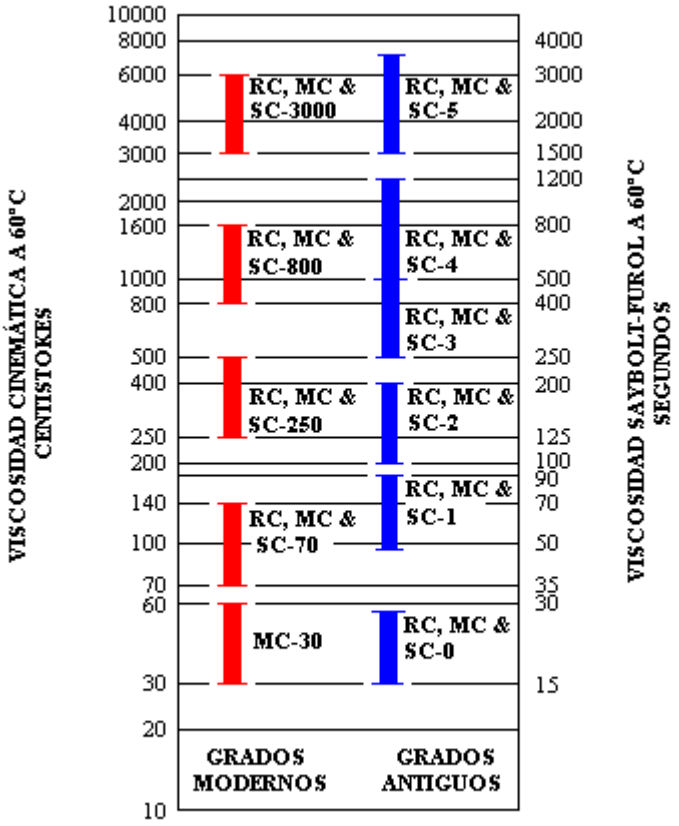


Figura II.2. Comparación de los grados antiguos y modernos de asfalto líquido.
Fuente: The Asphalt Institute's, Manual del Asfalto.

II.4.3.3. DESTILACIÓN

Los aparatos, procedimiento y finalidad de este ensayo son los mismos descritos para los asfaltos fluidificados, salvo que solamente se mide el disolvente destilado a 360 ºC y no a diversas temperaturas, como para los asfaltos fluidificados. La razón de esta diferencia es que el disolvente contenido en los asfaltos líquidos de tipo SC es de evaporación lenta y no se pretende que estos productos curen como los asfaltos fluidificados.

II.4.3.4. FLOTADOR

El ensayo del flotador se hace el residuo de destilación de los asfaltos líquidos de tipo SC. Este ensayo es un ensayo de viscosidad modificado, y se emplea porque el residuo es usualmente demasiado blando para el ensayo de penetración o de volumen demasiado pequeño para la determinación de la viscosidad Saybolt-Furol. Su finalidad, por consiguiente, se reduce a dar una indicación de la consistencia de los productos con estas limitaciones. El ensayo se describe en los métodos AASHTO T50 y ASTM D139.

II.4.3.5. ASFALTO RESIDUAL DE PENETRACIÓN 100

Este ensayo se hace sobre productos de tipo SC. Como la velocidad de curado de un material de tipo SC es muy lenta, puede alcanzar durante su vida de penetración de 100 o no alcanzarla. El principal valor del ensayo es que da un residuo sobre el que pueden realizarse los ensayos normalizados para betunes asfálticos.

Se calienta una muestra de asfalto líquido SC a una temperatura de 250-260 ºC, manteniéndola a esa temperatura hasta que pierda suficientes aceites para alcanzar una penetración de 100. Después se determina el porcentaje en peso de betún asfáltico restante. Las especificaciones prescriben proporciones mínimas de este residuo para cada grado de asfalto líquido SC. El procedimiento de ensayo se describe en los métodos AASHTO T56 y ASTM D243.

II.4.3.6. DUCTILIDAD

Normalmente se determina en los asfaltos líquidos de curado lento la ductilidad del asfalto residual de penetración 100.

II.4.3.7. SOLUBILIDAD

Los aparatos, procedimiento y finalidad del ensayo de solubilidad para asfaltos líquidos de tipo SC son los mismos descritos para los betunes asfálticos.

II.4.3.8. PESO ESPECÍFICO

Los procedimientos y finalidad de la determinación del peso específico en los asfaltos líquidos de curado lento son los mismos descritos para los asfaltos fluidificados.

II.4.4. EMULSIÓN ASFÁLTICA

II.4.4.1. VISCOSIDAD

Los aparatos, procedimiento y finalidad del ensayo de viscosidad de los asfaltos emulsificados o emulsiones asfálticas son esencialmente los mismos descritos para los asfaltos fluidificados. Los aparatos y procedimiento se describen en los métodos AASHTO T59 y ASTM D244.

II.4.4.2. RESIDUO DE DESTILACIÓN

En las emulsiones asfálticas se emplea el ensayo de destilación para determinar las proporciones de asfalto y agua y obtener asfalto puro para su ensayo. El procedimiento de ensayo es esencialmente el mismo descrito para los asfaltos fluidificados, salvo que se emplean una retorta de hierro y quemadores anulare en lugar de matraz de vidrio y mechero Bunsen. Los aparatos y procedimientos para la realización del ensayo se describen en los métodos AASHTO T59 ASTM D244.

II.4.4.3. SEDIMENTACIÓN

El ensayo de sedimentación determina la tendencia a sedimentar de los glóbulos de asfalto durante el almacenaje de una emulsión asfáltica. Se deja en reposo, durante cinco días, una muestra de emulsión asfáltica en un cilindro graduado, después de lo cual se determina la diferencia en contenido de asfalto entre el fondo y la superficie de la muestra. El procedimiento y material necesario se describen en los métodos AASHTO T59 y ASTM D244.

II.4.4.4. DEMULSIBILIDAD

El ensayo de demulsibilidad da una indicación de la velocidad relativa a que los glóbulos coloidales de asfalto de las emulsiones de rotura rápida y media se unirán entre sí (o la emulsión romperá) cuando la emulsión se extienda en película delgada sobre el terreno o los áridos. El cloruro cálcico coagula o flocula los diminutos glóbulos de asfalto presentes en estas emulsiones. En el ensayo se mezcla con emulsión asfáltica una solución de cloruro cálcico en agua, tamizando a continuación la mezcla para determinar la cantidad de asfalto separada de la emulsión.

En el ensayo de las emulsiones de rotura rápida (RS) se emplea una solución muy débil de cloruro cálcico; las especificaciones determinan la concentración de la solución y la cantidad mínima de asfalto que debe quedar en el tamiz. En este tipo de emulsiones es necesario un alto grado de demulsibilidad, ya que se espera de ellas que rompan casi inmediatamente al contacto con los áridos a los que se aplican.

El ensayo de las emulsiones de rotura media (MS) exige el empleo de una solución de cloruro cálcico más fuerte que la empleada en el ensayo de los tipos de rotura rápida. En las aplicaciones en las que se especifica el tipo MS no se desea la rápida coalescencia del asfalto, y las especificaciones demuestran normalmente, para estos productos, un límite máximo de la demulsibilidad, así como la concentración de la solución. El

material y procedimiento para la realización de este ensayo se describen en los métodos AASHTO T59 y ASTM D244.

II.4.4.5. ENSAYO DE TAMIZADO

El ensayo de tamizado complementa al de sedimentación y tiene un propósito en cierto modo similar. Se emplea para determinar cuantitativamente el porcentaje de asfalto presente en forma de glóbulos relativamente grandes. Estos glóbulos no dan revestimientos delgados y uniformes de asfalto sobre las partículas de áridos y pueden ser, o no ser, identificados por el ensayo de sedimentación, que solamente tiene valor en este aspecto cuando hay suficiente diferencia entre el peso específico del asfalto y el del agua para permitir que se produzca la sedimentación.

En el ensayo de tamizado se hace pasar una muestra representativa de la emulsión asfáltica a través de un tamiz número 20. el tamiz y el asfalto retenido se lavan a continuación con una solución diluida de oleato sódico y, finalmente, con agua destilada. Después del lavado, el tamiz y el asfalto se secan en estufa y se determina la cantidad de asfalto retenido. El procedimiento y aparatos necesarios para la realización de este ensayo se describen en los métodos AASHTO T59 y ASTM D244.

II.4.4.6. MEZCLADO CON CEMENTO

El ensayo de mezclado con cemento desempeña en las emulsiones asfálticas de rotura lenta (SS) un papal análogo al del ensayo de demulsibilidad en los tipos de rotura rápida o media. Los tipos SS se destinan al empleo con materiales finos y áridos con polvo, y normalmente no son afectados por las soluciones de cloruro cálcico empleadas en el ensayo de demulsibilidad.

En el ensayo de mezclado con cemento se mezcla una muestra de emulsión asfáltica con cemento Pórtland de gran finura de molido, y la mezcla se hace pasar con la ayuda del

agua, a través de un tamiz número 14. Las especificaciones limitan usualmente la cantidad de material que puede admitirse quede retenida en el tamiz. Los materiales y procedimiento para la realización de este ensayo se describen en los métodos AASHTO T29 y ASTM D244.

II.4.4.7. ENSAYOS SOBRE EL RESIDUO

Usualmente se realizan sobre el residuo de destilación los ensayos de penetración, solubilidad y ductilidad correspondientes a los betunes asfálticos.

II.4.4.8. PESO ESPECÍFICO

La finalidad y procedimientos para realizar el ensayo de peso específico en los asfaltos emulsificados son los mismos descritos para los asfaltos fluidificados.

Tabla II.5. Especificaciones para Betunes Asfálticos

Características	Método de Ensayo AASHTO	Método de Ensayo ASTM	Tipos				
			Industriales y Especiales	Pavimentación			
Penetración 25 ºC, 100 gr, 5 s.	T-49	D-5	40-50	60-70	85-100	120-150	200-300
Viscosidad a 135 ºC.							
Saybolt-Furol, SSF	-	E-102	120+	100+	85+	70+	50+
Cinemática, centistokes.	-	D-445	240+	200+	170+	140+	100+
Punto de inflamación (vaso abierto Cleveland), ºC	T-48	D-92	232+	232+	232+	232+	177+
Ensayo en horno en película delgada.	T-179	-	-	-	-	-	-
Penetración después del ensayo, 25 ºC, 100 gr, 5 s, %de la original	T-49	D-5	52+	50+	45+	42+	37+
Ductilidad:							
A 25 ºC, cm.	T-51	D-113	100+	100+	100+	60+	-
A 15,6 ºC, cm.	-	-	-	-	-	-	60+
Solubilidad en C Cl_4 , %	T-44	D-4	99,5+	99,5+	99,5+	99,5+	99,5+
Condiciones generales.			El asfalto se preparará por destilación del petróleo. Será uniforme en su naturaleza y no formará espuma al calentarlo a 177 ºC.				

Fuente: The Asphalt Institute's, Manual del Asfalto.

Tabla II.6. Especificaciones para Asfaltos Fluidificados de Curado Rápido (RC).

Características	Método de Ensayo AASHTO	Método de Ensayo ASTM	Grados					
			RC-0	RC-1	RC-2	RC-3	RC-4	RC-5
Punto de inflamación, vaso abierto, ºC.	T-79	D-1310	-	-	26,7	26,7	26,7	26,7
Viscosidad Furol a 25 ºC, s.	T-72	D-88	75-150	-	-	-	-	-
Viscosidad Furol a 50 ºC, s.			-	75-150	-	-	-	-
Viscosidad Furol a 60 ºC, s.			-	-	100-200	250-500	-	-
Viscosidad Furol a 82,2 ºC, s.			-	-	-	-	125-250	300-600
Destilación:	T-78	D-402						
Destilado (porcentaje del total destilado a ºC):								
A 190 ºC.			15+	10+	-	-	-	-
A 225 ºC.			55+	50+	40+	25+	8+	-
A 260 ºC.			75+	70+	65+	55+	40+	25+
A 316 ºC.			90+	88+	87+	83+	80+	70+
Residuo de destilación a 360 ºC, porcentaje en volumen por diferencia.			50+	60+	67+	73+	78+	82+
Ensayo sobre el residuo de destilación:								
Penetración, 25 ºC, 100 g, 5 s.	T-49	D-5	80-120	80-120	80-120	80-120	80-120	80-120
Ductilidad, 25 ºC, cm.	T-51	D-113	100+	100+	100+	100+	100+	100+
Solubilidad en C Cl_4, %	T-44	D-4	99,5+	99,5+	99,5+	99,5+	99,5+	99,5+
Condiciones generales.			El material no contendrá agua					

Fuente: The Asphalt Institute's, Manual del Asfalto

Tabla II.7. Especificaciones para Asfaltos Fluidificados de Curado Medio (MC)

Características	Método de Ensayo AASHTO	Método de Ensayo ASTM	Grados					
			MC-0	**MC-1**	**MC-2**	**MC-3**	**MC-4**	**MC-5**
Punto de inflamación, vaso abierto, ºC.	T-79	D-1310	37,8	37,8	65,6	65,6	65,6	65,6
Viscosidad Furol a 25 ºC, s.	T-72	D-88	75-150	-	-	-	-	-
Viscosidad Furol a 50 ºC, s.			-	75-150	-	-	-	-
Viscosidad Furol a 60 ºC, s.			-	-	100-200	250-500	-	-
Viscosidad Furol a 82,2 ºC, s.			-	-	-	-	125-250	300-600
Destilación:	T-78	D-402						
Destilado (porcentaje del total destilado a ºC):								
A 225 ºC.			25-	20-	10-	5-	0	0
A 260 ºC.			40-70	25-65	15-55	5-40	30-	20-
A 316 ºC.			75-93	70-90	60-87	55-85	40-80	20-75
Residuo de destilación a 360 ºC, porcentaje en volumen por diferencia.			50+	60+	67+	73+	78+	82+
Ensayo sobre el residuo de destilación:								
Penetración, 25 ºC, 100 g, 5 s.	T-49	D-5	120-300	120-300	120-300	120-300	120-300	120-300
Ductilidad, 25 ºC, cm.	T-51	D-113	100+	100+	100+	100+	100+	100+
Solubilidad en C Cl_4, %	T-44	D-4	99,5+	99,5+	99,5+	99,5+	99,5+	99,5+
Condiciones generales.			El material no contendrá agua					

Fuente: The Asphalt Institute's, Manual del Asfalto

Tabla II.8. Especificaciones para Asfaltos Fluidificados de Curado Lento (SC)

Características	Método de ensayo AASHTO	Método de ensayo ASTM	Grados					
			SC-0	SC-1	SC-2	SC-3	SC-4	SC-5
Punto de inflamación, vaso abierto, ºC.	T-79	D-1310	-	-	26,7	26,7	26,7	26,7
Viscosidad Furol a 25 ºC, s.	T-72	D-88	75-150	-	-	-	-	-
Viscosidad Furol a 50 ºC, s.			-	75-150	-	-	-	-
Viscosidad Furol a 60 ºC, s.			-	-	100-200	250-500	-	-
Viscosidad Furol a 82,2 ºC, s.			-	-	-	-	125-250	300-600
Agua %	T-55	D-95	0,5-	0,5-	0	0	0	0
Destilación:								
Total destilado a 360 ºC	T-78	D-402	15-40	10-30	5-25	2-15	10-	5-
Ensayo del flotador sobre el residuo de destilación a 50 ºC, s.	T-50	D-139	15-100	20-100	25-100	50-125	60-150	75-200
Residuo asfáltico de penetración 100, %		D-243	40+	50+	60+	70+	75+	80+
Ductilidad del residuo asfáltico de penetración 100, a 25 ºC, cm.	T-51	D-113	100+	100+	100+	100+	100+	100+
Solubilidad en C Cl_4, %	T-44	D-4	99,5+	99,5+	99,5+	99,5+	99,5+	99,5+

Fuente: The Asphalt Institute's, Manual del Asfalto

Tabla II.9. Especificaciones para Emulsiones Asfálticas

Características	Método de ensayo AASHTO	Método de ensayo ASTM	Grados			
			Rotura rápida		Rotura media	Rotura lenta
			RS-1	RS-2	MS-2	SS-1
ENSAYOS SOBRE LA EMULSIÓN						
Viscosidad Furol a 25 ºC, s.			20-100	-	100+	20-100
Viscosidad Furol a 50 ºC, s.			-	75-400	-	-
Residuo de la destilación, %			57-62	62-69	62-69	57-62
Sedimentación, 5 días, %			3-	3-	3-	3-
	T-59	D-244				
Demulsibilidad:						
35 ml de Cl_4 Ca, 0,02 N, %			60+	50+	-	-
50 ml de Cl_4 Ca, 0,02 N, %			-	-	30-	-
Tamizado (retenido en el tamiz No. 20) %			0,10-	0,10-	0,10-	0,10-
Mezcla con cemento %			-	-	-	2,0-
ENSAYOS SOBRE EL RESIDUO						
Penetración, 25 ºC, 100 g, 5 s.	T-49	D-5	100-200	100-200	100-200	100-200
Solubilidad en C, Cl_4, %	T-44	D-4	97,5+	97,5+	97,5+	97,5+
Ductilidad, 25 ºC, cm.	T-51	D-113	40+	40+	40+	40+

Fuente: The Asphalt Institute's, Manual del Asfalto

II.5. TEMPERATURAS DE APLICACIÓN DEL ASFALTO

El asfalto es un material termoplástico cuya viscosidad disminuye al crecer su temperatura. La relación entre la temperatura y la viscosidad puede no ser la misma para diferentes orígenes o tipos y grados de material asfáltico.

Normalmente se especifican las temperaturas de aplicación para diversos empleos de los materiales asfálticos, pero como consecuencia de las variaciones de viscosidad, el especificar solamente la temperatura no es suficiente para hacer uso adecuado de los materiales. Por ello, el Instituto del Asfalto recomienda que se tenga en cuenta la relación viscosidad-temperatura de cada material asfáltico antes de fijar la temperatura adecuada para el tipo de procedimiento constructivo empleado.

La temperatura más adecuada para mezclado en instalación mezcladora es aquella a que la viscosidad del asfalto está comprendida entre 75 y 150 segundos Saybolt-Furol. Las temperaturas más elevadas de este campo de variación son normalmente más adecuadas para mezclas con áridos finos. No hay que olvidar que la temperatura de los áridos regula en medida importante la temperatura de la mezcla.

La temperatura más adecuada para el riego está comprendida normalmente entre 25 y 100 SSF. Se emplean las viscosidades más elevadas de este margen para sellado y penetración de superficies abiertas, y las más bajas para sellado y penetración de superficies cerradas.

A falta de datos adecuados sobre la relación viscosidad-temperatura puede emplearse la tabla II.10, que da una orientación para la determinación de las temperaturas de aplicación.

Tabla II.10. Temperaturas de aplicación del asfalto

Tipo y grado de asfalto		Temperatura de empleo recomendada en ºC	
		Para mezcla	Para riego
Betunes asfálticos.	40-50	150-180	-
	60-70	135-165	140-175
	85-100	135-165	140-175
	120-150	135-165	140-175
	200-300	95-135	125-160
Asfaltos líquidos de tipo RC:	RC-0	10-50	18-58
	RC-1	25-52	45-83
	RC-2	25-52	60-99
	RC-3	50-80	77-115
	RC-4	65-95	83-125
	RC-5	80-110	100-140
Asfaltos líquidos de tipo MC:	MC-0	10-50	21-60
	MC-1	25-52	43-85
	MC-2	38-93	60-102
	MC-3	65-95	80-121
	MC-4	80-110	88-129
	MC-5	94-121	104-144
Asfaltos líquidos de tipo SC:	SC-0	10-50	21-60
	SC-1	25-93	43-85
	SC-2	65-93	60-102
	SC-3	80-121	80-121
	SC-4	80-121	88-129
	SC-5	94-135	104-144
Emulsiones asfálticas:	RS-1	-	24-54
	RS-2	-	43-71
	MS-2	38-71	38-71
	SS-1	24-54	24-54
	SS-1h	24-54	24-54

Fuente: The Asphalt Institute's, Manual del Asfalto

TRATAMIENTOS SUPERFICIALES

CAPITULO III

III. TRATAMIENTOS SUPERFICIALES

III.1. DEFINICIÓN

Tratamiento superficial bituminoso es un revestimiento en el que un agregado es colocado uniformemente sobre un ligante bituminoso, previamente aplicado sobre la calzada, para luego ser compactado. Su espesor es aproximadamente igual a la mayor dimensión de los fragmentos pétreos.

Se designa por tratamiento superficial a cualquier tipo de revestimiento bituminoso delgado con un espesor menor a una pulgada.

Ejemplos:

- Riegos antipolvo.
- Riegos de imprimación.
- Tratamientos superficiales simples.
- Tratamientos superficiales múltiples.
- Tratamientos superficiales con mezclas en instalación fija.
- Sellados con lechada asfáltica.
- Riegos en negro.
- Capas de adherencia.
- Riegos de sellado.

DENOMINADOR COMÚN

La modalidad que se emplea para la aplicación de los materiales es por esparcido

La cobertura del agregado se realiza por penetración del ligante.

FINALIDADES

Función principal:

Servir como revestimiento de los caminos.

Proporcionar un movimiento más suave y seguro a los vehículos, librándolos del polvo.

Proteger la estructura subyacente de la acción dañina de las aguas de infiltración.

Funciones Complementarias:

Restaurar pavimentos (gastados, oxidados, deformados, fisurados, etc.).

Obtener textura antideslizante.

PRINCIPIOS BÁSICOS DE COMPORTAMIENTO

1º El material bituminoso debe ser aplicado en cantidad suficiente como para aglutinar y mantener firmes los fragmentos del agregado.

2º El agregado debe ser aplicado de tal modo que cubra íntegramente al material bituminoso uniformemente distribuido sin excesos ni defectos.

3º El grado de retención o aglutinación entre los dos materiales constituyentes debe ser capaz de impedir que el agregado sea arrancado por la acción de las ruedas.

III.2. FACTORES QUE INTERVIENEN EN EL DISEÑO DE TRATAMIENTOS SUPERFICIALES

Principalmente se deben considerar los siguientes factores:

- Propiedades de los agregados.
- Propiedades de los ligantes.
- Detalles del proyecto.
- Detalles constructivos.
- Especificaciones técnicas.

III.2.1. PROPIEDADES DE LOS AGREGADOS

III.2.1.1. CARACTERÍSTICAS FUNDAMENTALES

FÍSICAS

- Granulometría.
- Forma.
- Angularidad.
- Dureza.
- Porosidad.
- Limpieza.

FÍSICO QUÍMICAS

- Adhesividad.
- Alterabilidad frente a los agentes atmosféricos y al tráfico.

III.2.1.2. CARACTERÍSTICAS FÍSICAS

III.2.1.2.1. GRANULOMETRÍA

Tratamiento Superficial Simple.

En los tratamientos superficiales simples lo ideal es que las partículas sean monogranulares (partículas de dimensión única), porque ofrecen una cobertura informe, fijación adecuada, distribución de cargas adecuada y facilidad de dosificación.

- Regla de Pavaux e Linckenheyl

$$\text{Granulometrías uniformes} \quad d \geq 0{,}6\,D$$

donde:

d = diámetro mínimo

D = diámetros máximo

- Ejemplos ⅝" – ¾", ⅜" – ⅝", ¼" – ⅜", $^{3}/_{16}$" – ¼"

Tratamiento superficial múltiple.

Se debe cumplir la regla de Pavaux y Linckenheyl en cada capa $d \geq 0.6D$

El diámetro máximo "*D*" del agregado de la segunda capa debe ser igual al diámetro mínimo "*d*" del agregado de la primera capa.

Los diámetros máximo "*D*" y mínimo "*d*" de los agregados de la segunda capa deben ser establecidos de tal forma que se confirme aproximadamente la siguiente relación:

$$D\ Inferior + d\ Superior \approx d\ Inferior + D\ Superior$$

El diámetro máximo "*D*" de los agregados de la primera capa deberá ser mayor cuando el tráfico sea más pesado.

Control del porcentaje de finos:

- Los que pasan por el tamiz No. 10 < 2 %
- Los que pasan por el tamiz No. 200 < 0,5 %
- Contenido de arcilla < 0,05 %

Las granulometrías continuas no son recomendadas, porque las partículas más finas, en la distribución de agregados, tienen la tendencia a caer sobre el riego de ligante antes que las partículas más grandes, lo cual puede ocasionar un acabado deficiente y exudación.

III.2.1.2.2. TAMAÑO MÁXIMO

El tamaño máximo se determina considerando los siguientes factores:

- Tráfico.
- Naturaleza de la superficie subyacente.

Recomendaciones constructivas:

- El agregado de mayor tamaño presenta una mayor dificultad de fijación.
- El agregado de menor tamaño presenta menor tolerancia a la tasa de aplicación.

III.2.1.2.3. FORMA

La forma de las partículas está determinada por:

- Naturaleza de la roca.
- Proceso de trituración: regularidad en la alimentación.
- Coeficiente de reducción en el proceso de trituración.

Tipos y características principales:

- Redondeadas: menor rozamiento interno, mayor tasa de ligante, escurrimientos.
- Laminares: facilidad de dislocamiento/fragmentación, sobre posición.
- Cúbicas: drenaje superficial deficiente, mayor riesgo de exudación.
- Poliédricas (ideales): Condiciones de fijación superiores, rozamiento interno elevado, mayor resistencia a la fragmentación, rugosidad (profundidad de textura) adecuada, drenaje superficial apropiado, dosificación fácil.

III.2.1.2.4. ANGULARIDAD

Por lo menos debe tener dos caras fracturadas.

Cuando se trituran cantos rodados se debe elegir tamaños que cumplan la relación:

$$\frac{\text{Dimensión máx. del canto}}{\text{Dimensión máx. del agregado}} > 4$$

III.2.1.2.5. DUREZA

Esta característica es muy importante, se debe controlar mediante el Ensayo de Abrasión de Los Ángeles. Las especificaciones para construcción de carreteras establecen que el desgaste no debe ser mayor a 40 %. Los agregados deben ser de piedra triturada, cascajo o guijarros rodados triturados.

III.2.1.2.6. POROSIDAD

Una pequeña porosidad es beneficiosa, porque permite una penetración apropiada del ligante, lo cual aumenta la resistencia al desprendimiento de la película de ligante bajo la acción del agua.

III.2.1.2.7. LIMPIEZA

Es necesario controlar la limpieza de los agregados, para garantizar la adherencia entre las partículas del agregado y el ligante bituminoso, por lo cual las partículas pétreas deben estar exentas de polvo, materia orgánica o cualquier sustancia perjudicial.

III.2.1.3. PROPIEDADES FÍSICO QUÍMICAS

III.2.1.3.1. ADHERENCIA

Es una condición fundamental para que los agregados sean cubiertos por el ligante, además para que la película de ligante tenga la resistencia suficiente para evitar su desprendimiento por la acción combinada del agua y el tráfico.

III.2.1.3.2. ALTERABILIDAD

Los agregados están sujetos a procesos de descomposición, debido a que están directamente sometidos a la intemperie y a la acción combinada de los agentes atmosféricos y al tráfico.

El control de la alterabilidad del agregado se realiza mediante el ensayo de Durabilidad (Pérdida máxima con sulfato de sodio / magnesio < 12%).

III.2.2. PROPIEDADES DE LOS LIGANTES

FINALIDADES

- Fijación del agregado.
- Impermeabilización del pavimento.

III.2.2.1. FACTORES QUE SE CONSIDERAN PARA LA ELECCIÓN DE LOS LIGANTES

- Características de los agregados.

- Tráfico.

- Condiciones climáticas locales.

- Temperatura de la superficie: sobre la cual se aplicará el asfalto.

- Características de la superficie subyacente.

- Resistencia al envejecimiento.

- Condiciones de la superficie.

- Equipo utilizado.

- Economía.

III.2.2.2. CONDICIONES BÁSICAS QUE DEBE CUMPLIR EL LIGANTE BITUMINOSO

- El asfalto debe ser lo suficientemente fluido para obtener una aplicación uniforme sobre la superficie que se quiere cubrir.

- Debe ser lo suficientemente fluido para envolver rápidamente las partículas del agregado y conseguir una adherencia inicial rápida entre el ligante y el agregado y con la superficie del camino.

- Una vez concluido el tratamiento superficial, para la apertura al tráfico, el asfalto debe tener una viscosidad adecuada para retener el agregado en su lugar.

El manual del DNER (Departamento Nacional de Estradas de Rodagem) del Brasil, recomienda el uso de los siguientes tipos de asfaltos:

- Para tratamiento superficial simple:

Cemento asfáltico de penetración 120-150
Asfalto diluido de curado rápido RC-2, RC-3, RC-4 y RC-5
Emulsión asfáltica RS-2 y CRS-2

- Para tratamiento superficial doble:

1ª Capa

Asfalto diluido de curado rápido RC-4 y RC-5
Emulsión asfáltica RS-2 y CRS-2

2ª Capa

Cemento asfáltico de penetración 120-150 y 200-300
Asfalto diluido de curado rápido RC-2, RC-3, RC-4 y RC-5
Emulsión asfáltica RS-2 y CRS-2

- Para tratamiento superficial triple:

1ª Capa

Cemento asfáltico de penetración 120-150
Asfalto diluido de curado rápido RC-4 y RC-5
Emulsión asfáltica RS-2 y CRS-2

2ª y 3ª Capa

Cemento asfáltico de penetración 120-150 y 200-300
Asfalto liquido de curado rápido RC-2, RC-3, RC-4 y RC-5
Emulsión asfáltica RS-2 y CRS-2

III.2.2.3. TEMPERATURA DE APLICACIÓN DE LOS LIGANTES BITUMINOSOS

El Instituto del Asfalto recomienda una temperatura, que sea la necesaria para producir una viscosidad de 25 a 100 segundos Saybolt-Furol. La temperatura con la que se consigue este rango de viscosidad varía de 24 a 200 ºC.

En la siguiente tabla se muestran las temperaturas recomendadas por el Instituto del Asfalto basadas en la viscosidad Saybolt-Furol comprendida entre 25–100 segundos:

Tabla III.1. Temperatura de Aplicación del Ligante Bituminoso

Ligante		**Temperatura en ºC**
Cemento Asfáltico	120 – 150	140 a 177
	200 – 300	126 a 168
Emulsiones Aniónicas	RS – 1	24 a 55
	RS – 2	43 a 71
	MS – 2	38 a 71
Emulsiones Catiónicas	CRS – 1	24 a 55
	CRS – 2	43 a 71
	CMS – 2	38 a 71

Fuente: Pavimentaçào (Tomo III), Cyro Nogueira Baptista, 1981

El DNER recomienda que la temperatura de aplicación elegida para cada tipo de ligante sea la que proporcione la mejor viscosidad para el esparcido del agregado.

III.2.2.4. DETALLES DEL PROYECTO

Es necesario analizar principalmente las dosificaciones y los principios que las rigen. En general las especificaciones indican la cantidad de agregados en kg/m^2 y el material bituminoso en L/m^2.

Existen varios métodos de dosificación, entre los que podemos indicar el de Hanson, el de Podestá y Tagle, del Ing. N. W. McLeod, el Método del Instituto del Asfalto, etc.

En las tablas III.2 y III.3 se muestran los factores que pueden determinar la elección y el comportamiento y de los ligantes bituminosos y de los agregados.

Tabla III.2 Análisis de Factores que pueden afectar la Elección y Comportamiento de los Ligantes

Primarias	Variables	Menores
	Condiciones Meteorológicas	En el momento de la aplicación Clima de la región
Escoger el tipo de graduación	Densidad y velocidad de tráfico	Intervalos sin tráfico Intervalos de tráfico controlado
	Grado de control de tráfico	
	Características del agregado	Granulometría Forma Rugosidad Porosidad
Estimación de la calidad	Condiciones de la superficie a impermeabilizar	Porosidad Permeabilidad Rugosidad
	Tipo e intensidad de compactación	Compactador metálico liso Compactador neumático Carga de tráfico pesado

Fuente: Pavimentaçào (Tomo III), Cyro Nogueira Baptista, 1981

Tabla III.3. Análisis de Factores que pueden afectar la Elección y Comportamiento de los Agregados

Primarios		Secundarios	Variables	Menores
AGREGADOS	**Calidad**	Característica de la superficie de las partículas	Recubrimiento de superficie	Polvo Arcilla Agua
			Afinidad con el agua	Hidrófoba hidrófila
			Porosidad Rugosidad	
		Durabilidad	Tenacidad Estabilidad química Compactación	Temperatura Agua Ácidos solubles
		Uniformidad	Procedencia Control de trituración	
	Granulometría	Dimensión máxima	Textura de superficie deseada	Antiderrapante Ruidos Desgaste de llantas
			Número de capas de refuerzo a obtener	
		Espesor	Tratamiento simple Tratamiento doble Tratamiento triple	
		Demarcación de vías	Necesidad de distinción Aspecto del pavimento adyacente	
	Cantidad en peso	Cantidad que se adherirá a la plataforma	Forma de fragmentos Dimensión máx. de las partículas Peso específico Número de capas	
		Pérdidas por segregación	Densidad y velocidad de tráfico Control de tráfico durante la ejecución Condiciones técnicas de la vía	
		Pérdidas por falta de uniformidad en el espaciamiento	Tipo de distribuidor de agregado Eficiencia mecánica del distribuidor Experiencia de los operadores	

Fuente: Pavimentaçào (Tomo III), Cyro Nogueira Baptista, 1981

III.3. DOSIFICACIÓN DE TRATAMIENTOS SUPERFICIALES

FUNDAMENTOS

Dosificación de los agregados.- Las partículas del agregado deben formar un mosaico uniforme sin fallas y sin superposiciones.

Dosificación del ligante.- La dosificación del ligante se realiza en dos etapas; en primer lugar se establecen procesos para determinar el volumen de vacíos de la capa de agregado, posteriormente, en base a este dato, se dosifica la cantidad del ligante.

Procedimiento intuitivo

Correlación ⇨ proporción de ligante * volumen de vacíos

III.3.1. MÉTODO DIRECTO DE VANISCOTTE Y DUFF

Está basado en el uso de una caja dosificadora con tapa de vidrio graduada, cuyas dimensiones son:

Ancho = 25 cm Largo = 80 cm Alto = 4 cm

- La caja en posición horizontal se llena con el agregado y se tapa.
- Se coloca la caja en posición vertical, en la dirección de la mayor dimensión.
- En esta nueva posición se observa una disminución del volumen del agregado, la cual se determina con la ayuda de la graduación en centímetros de la tapa de vidrio.

- La disminución de volumen corresponde al porcentaje de vacíos, que será ocupado por el ligante bituminoso.

ÁREA INICIAL FIJA ⇨ VARIACIÓN DE VOLUMEN ⇨ L/m^2

III.3.2. MÉTODOS INDIRECTOS

III.3.2.1. MÉTODO DE HANSON

III.3.2.1.1. DESCRIPCIÓN DEL MÉTODO

Este método se basa en las siguientes verificaciones experimentales:

1.- Cuando se distribuye un agregado de una sola dimensión en una plataforma, previamente imprimada con un ligante bituminoso, las partículas quedan en una posición desordenada y el volumen de vacíos es aproximadamente el 50 %.

AGREGADOS ⇨ DESPUÉS DEL ESPARCIMIENTO ⇨ Ev = 50%
(Orientación aleatoria) Eg = 0,5 Es

2.- Después de un trabajo de compactación las partículas se orientan y el porcentaje de vacíos disminuye aproximadamente a 30 %.

DESPUÉS DE LA COMPACTACIÓN (RODILLOS) ⇨ Ev = 30%
(Reorientación de los granos – apoyados en la mayor dimensión)

3.- Como consecuencia de las cargas del tráfico, el agregado y el ligante adquieren su máxima densidad y los vacíos se reducen aproximadamente al 20%. Todas las partículas se acomodan en una posición que corresponde a su lado más achatado.

DESPUÉS DE LA COMPRESIÓN (TRÁFICO) ⇨ *Ev* = 20%

(Menor dimensión en sentido vertical – final)

Si:

Es = espesor de la capa suelta

Eg = espesor del agregado

Ev = espesor correspondiente a vacíos

Ec = espesor final compactado

Entonces: *Ev = 0,20 Ec*

4.- El espesor promedio final del tratamiento superficial es determinado por la menor dimensión promedio de las partículas del agregado. Esta dimensión ha sido denominada por Hanson "dimensión media mínima" (*ALD*). *Ec = ALD*

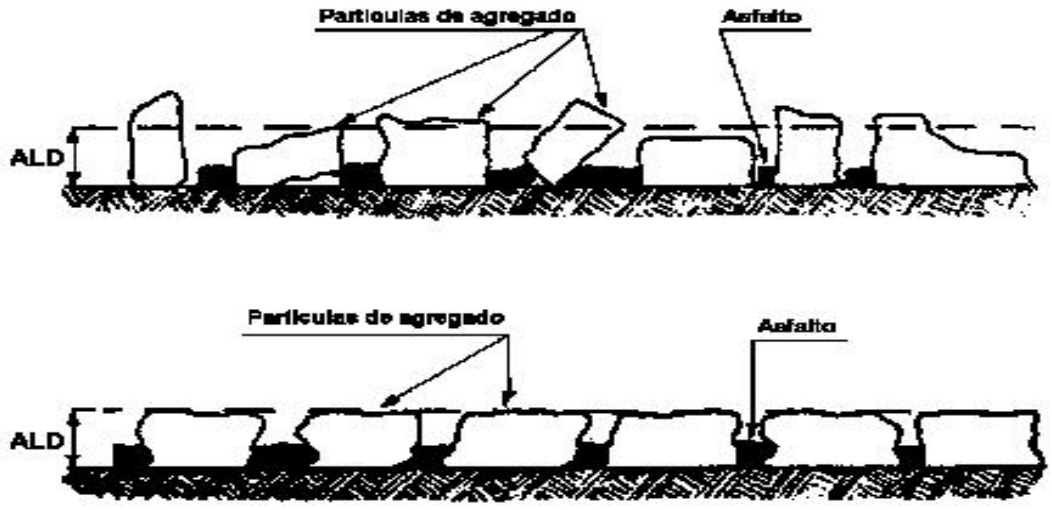


Figura. III.1. Dimensión Media Mínima
Fuente: Pavimentaçào (Tomo III), Cyro Nogueira Baptista, 1981

La dimensión media mínima se define como la menor distancia perpendicular entre dos placas paralelas, a través de las cuales las partículas pasaran justamente.

El valor de *ALD* permite determinar la cantidad de agregado en kg/m^2 y sirve también de base para calcular la cantidad de ligante en L/m^2.

5.- DOSIFICACIÓN DEL AGREGADO: La cantidad de agregado en kg/m^2 se encuentra de la siguiente forma:

De acuerdo al punto 1: $Ev = Eg = 0{,}50\ Es$

$Ev = Ec - Eg$ Por tanto: $Ev = Ec - 0{,}50\ Es$

De acuerdo al punto 2: $Ev = 0{,}20\ Ec$ Por tanto: $Ec - 0{,}50\ Es = 0{,}20\ Ec$

Resolviendo la ecuación $Ec = ALD = 0{,}625\ Es$

$$\boxed{Es = Eg = 1{,}6\ ALD}$$

Considerando un 15 % de pérdidas se tiene: $Es = 1{,}15 * 1{,}6 * ALD$

$$\boxed{Eg = 1{,}84\ ALD}$$

6.- DOSIFICACIÓN DEL LIGANTE: $Ev = Eb = 0{,}20\ ALD$

Si se llena la totalidad de vacíos con el ligante asfáltico, Hanson verificó que se produce una exudación del ligante después del paso del tráfico, lo cual originó la necesidad de corregir el porcentaje de vacíos.

La cantidad de ligante necesario para llenar el 20 % de vacíos depende de: la calidad del agregado y del tráfico previsto, por lo cual el espesor corregido del ligante será:

$\boxed{Eb = 0{,}20 * C * ALD}$ donde: C = factor expresado en decimales.

En la tabla siguiente se indican los porcentajes "*C"* de ligante necesarios para llenar el 20 % de vacíos del agregado, considerando una plataforma limpia, seca y previamente imprimada.

Tabla III.4. Cantidad de Ligante para llenar el 20 % de Vacíos

Determinación de (*C*) en %	**Tráfico Vehículos por Día**		
	250	**250 a 1000**	**Mayor a 1000**
Tipo de Agregado	**Valor en Porcentaje**		
Piedra triturada, basalto	75	70	65
Pedregullo de cuarzo triturado, parcialmente triturado o tamizado	80	75	75
Todos los demás agregados	80	75	70

Fuente: Pavimentaçào (Tomo III), Cyro Nogueira Baptista, 1981

7.- PROCEDIMIENTO PARA DETERMINAR EL "*ALD*": Se aplica al análisis de agregados de una sola dimensión, el mismo fue desarrollado por el Departamento de Caminos de Victoria (Australia), y se realiza siguiendo los siguientes pasos:

- Se determina la granulometría del agregado y se llevan al gráfico de la figura III.2. El agregado de tamaño medio se obtiene determinando un tamiz teórico, por el cual debería pasar el 50 % de las partículas del agregado.

- Determinación del Índice de Cubicidad: Para su determinación se usa el mismo material que fue utilizado para el ensayo de granulometría, cada fracción de material clasificado es ensayada en forma separada, haciendo pasar por las aberturas de los moldes. Se define el *I.C.* como el peso del material que pasa por las aberturas de los moldes estandarizados, calculado en porcentaje, en relación al peso total de la muestra ensayada.

- La dimensión media mínima *ALD*, se encuentra el gráfico de la figura III.3.

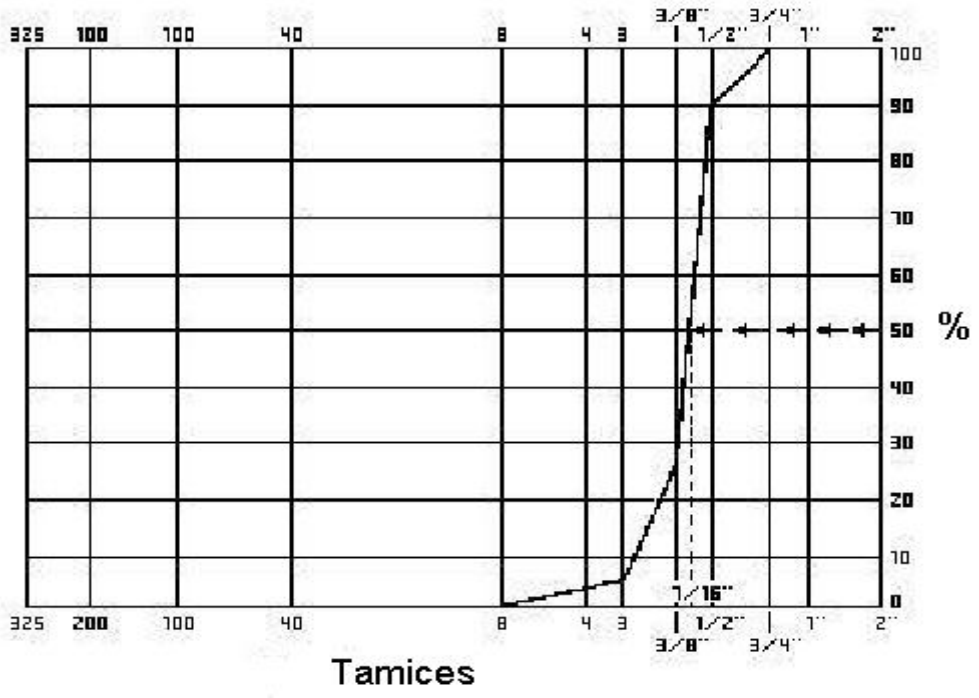


Figura III.2. Curva Granulométrica del Agregado
Fuente: Pavimentaçào (Tomo III), Cyro Nogueira Baptista, 1981

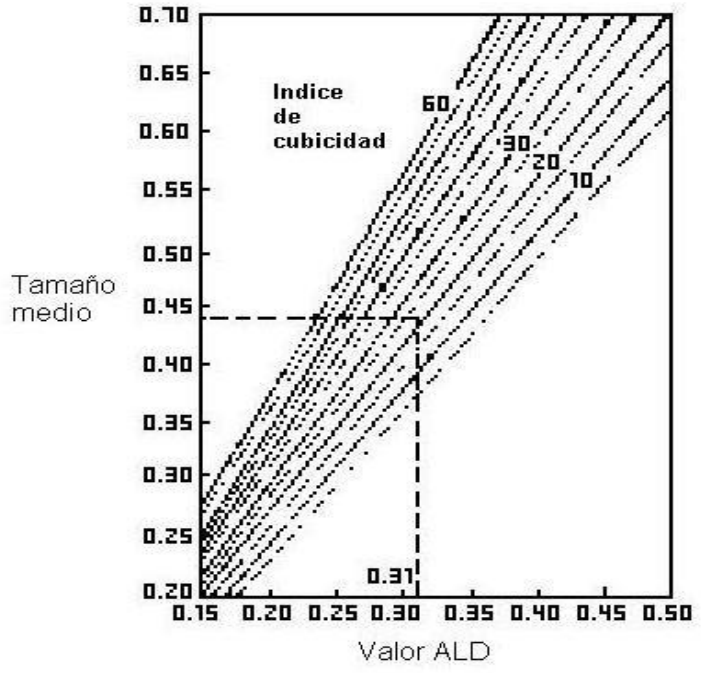


Figura III.3. Valor del Tamaño Máximo Efectivo (*ALD*), en Pulgadas.
Fuente: Pavimentaçào (Tomo III), Cyro Nogueira Baptista, 1981

III.3.2.1.2. PROBLEMAS RESUELTOS

PROBLEMA 1.

El siguiente problema nos enseña como calcular la cantidad de agregado y de ligante según el método de Hanson.

Dimensionar un tratamiento superficial simple para un camino que tiene un tráfico de 600 vehículos por día, el agregado disponible en la zona es piedra triturada, tiene la granulometría siguiente:

Tamiz	% que pasa
3/4 ”	100
1/2 ”	90
3/8 ”	25
No. 3	5
No. 8	0

Solución:

- Se traza la curva granulométrica en el gráfico de la figura III.2

- Se considera que el agregado de tamaño medio pasa por el tamiz de 7/16” (0,43”)

- En el gráfico de la figura III.3

Utilizando un agregado de tamaño medio igual a 0,437”
Suponiendo un Índice de Cubicidad igual a 25 %
El valor del agregado de dimensión media mínima es: ALD = 0,308”
(Aproximadamente igual a ALD = 0,31”)

- Cálculo de la cantidad de agregado:

$$Es = 1{,}84\ ALD$$

En este caso Es = 1,84 * 0,31" = 0,57" ó 1,45 cm en 1 m^2

Lo que significa 0,0145 m^3/m^2 ó 14,5 L/m^2

- Cálculo de la cantidad de ligante:

$$Eb = 0{,}20 * C * ALD$$

Para el ejemplo C = 0,70 de la tabla III.4

Eb = 0,20 * 0,70 * 0,31" = 0,0434" ó 0,0011 m^3/m^2 ó 1,10 L/m^2

Respuesta:

Cantidad de agregado: 14,5 L/m^2

Cantidad de ligante: 1,10 L/m^2

PROBLEMA 2.

El siguiente problema nos muestra como calcular el agregado de tamaño medio sin necesidad de trazar la curva granulométrica del agregado en la figura III.2.

Calcular el tamaño del tamiz teórico por el cual debería pasar el 50 % del material (agregado de tamaño medio) si el agregado tiene la siguiente granulometría.

Tamiz	% que pasa
3/4 "	100
1/2 "	90
3/8 "	25
No. 3	5
No. 8	0

Solución:

- Mediante una interpolación de los datos de la granulometría podemos calcular el tamiz correspondiente al 50% del material que pasa.

Tamiz	% que pasa
½" (0,5")	90
⅜" (0,375")	25

- Si x = 50% que pasa

- Interpolando tenemos:

Aumento de %	Aumento de tamaño en pulgadas	
90 - 25 = 65	½" – ⅜"	= 0,125"
50 - 25 = 25		= x"

$$x = \frac{25 * 0{,}125''}{65} = 0{,}048''$$

Tamaño del tamiz = 0,375" + 0,048" = 0,423"

Respuesta:

El tamiz correspondiente al 50% que pasa es de 0,423 pulgadas.

PROBLEMA 3

El siguiente problema nos enseña como calcular la cantidad de agregado y de ligante según el método de Hanson. Sin necesidad de trazar la curva granulométrica del agregado.

Dimensionar un tratamiento superficial simple para un camino que tiene un tráfico de 1200 vehículos por día, el agregado utilizado es pedregullo de cuarzo triturado y tiene un Índice de Cubicidad de 30%.

Tamiz	% que pasa
1”	100
¾”	85
½”	35
⅜”	5
No. 3	0

Solución:

- De los datos de la granulometría podemos calcular el tamiz correspondiente al agregado de tamaño medio (50% que pasa)

¾”	-	85	Si x = 50% que pasa
½”	-	35	Interpolando tenemos: x = 0,58”

- Del gráfico de la figura III.3

Utilizando un agregado de tamaño medio igual a 0,58”
Índice de Cubicidad igual a 30 %
El valor del agregado de dimensión media mínima es: ALD = 0,37”

- Cálculo de la cantidad de agregado:

Es = 1,84 * ALD remplazando: Es = 1,84 * 0,37" = 0,681" ó 1,73 cm

Esto significa 1,73 cm en 1 m^2 ó 0,0173 m^3/m^2 ó 17,3 L/m^2

- Cálculo de la cantidad de ligante:

Eb = 0.20 * C * ALD

Como el agregado es pedregullo de cuarzo triturado de la tabla III.4 tenemos:

C = 75%

Eb = 0,2 * 0,75 * 0,37" = 0,0555" ó 0,00141 m

Esto significa 0,00141 m^3/m^2 ó 1,41 L/m^2

Respuesta:

Cantidad de agregado	17,3 L/m^2
Cantidad de ligante	1,41 L/m^2

III.3.2.1.3 PROBLEMAS PROPUESTOS

PROBLEMA 1.

El objetivo del problema es calcular la cantidad de agregado y de ligante según el método de Hanson. Teniendo como datos el volumen de tráfico y la granulometría del agregado.

Dimensionar un tratamiento superficial simple para un camino que tiene un tráfico de 200 vehículos por día, el agregado disponible en la zona tiene un Índice de Cubicidad de 25% y la granulometría siguiente:

Tamiz	% que pasa
¾"	100
½"	77
⅜"	45
No. 3	7
No. 8	0

Para la solución se utilizara la Figura III.3 para hallar el valor del agregado de dimensión media mínima y la Tabla III.4 para el factor de la cantidad de ligante.

PROBLEMA 2.

El objetivo del problema es calcular la cantidad de agregado y de ligante según el método de Hanson. Teniendo como datos el volumen de tráfico y el tipo de agregado y su granulometría respectiva.

Dimensionar un tratamiento superficial simple para un camino que tiene un tráfico de 1350 vehículos por día, el agregado utilizado es piedra triturada y tiene un Índice de Cubicidad de 45%.

La granulometría del agregado es la siguiente:

Tamiz	% que pasa
1"	100
¾"	90
½"	25
⅜"	5
No. 3	0

Para la solución se utilizara la figura III.3 para hallar el valor del agregado de dimensión media mínima y la tabla III.4 para el factor de la cantidad de ligante.

III.3.2.2. MÉTODO DE PODESTA Y TAGLE

III.3.2.2.1. DESCRIPCIÓN DEL MÉTODO

Para la aplicación de este método destinado a la dosificación de tratamientos superficiales simples, dobles y triples, de se han establecido las siguientes condiciones:

1. Se aplica a la dosificación de tratamientos superficiales simples, dobles y triples.

2. La base de la superficie donde se aplicará el tratamiento, debe ser lo suficientemente estable para impedir que las partículas del agregado se entierren o penetren en su interior, por efecto de la compactación o el tráfico vehicular posterior.

3. No debe existir exceso de material bituminoso sobre la base, después de la imprimación.

4. La cantidad de agregados se expresa en volumen de material suelto, los materiales bituminosos en volumen de cemento asfáltico, reducido a 15,5 ºC.

5. Cuando en lugar de cemento asfáltico se utilizan asfaltos diluidos o emulsiones, será necesario considerar un incremento de la cantidad con el fin de igualar la tasa de cemento asfáltico calculada. Ejemplo: Si en vez de P L/m^2 de cemento asfáltico, se utiliza un asfalto diluido de curado rápido RC-1 que tiene un 65 % de asfalto residual, la cantidad corregida de asfalto RC-1 será: P/0,65 L/m^2.

6. En tratamientos superficiales dobles o triples, la cantidad de ligante a distribuir en la primera aplicación está en función del número de milímetros que corresponde al tamaño máximo efectivo (*TME*) de las partículas de agregado a las que recubrirá.

7. Se denomina *TME* a la abertura en milímetros, del tamiz que deja pasar el 80 % de material.

8. La tasa en la primera aplicación de ligante, de cualquiera de los dos tipos, no debe ser menos de 0,5 L/m^2.

9. En el tratamiento triple la cantidad de ligante en la segunda aplicación se determina en función del número de litros del agregado de mayor tamaño suelto.

10. En tratamientos simples, dobles o triples, la cantidad total de ligante a emplear se determina en función del número total de litros de agregados sueltos utilizados en su ejecución.

De acuerdo a estos criterios, en la tabla siguiente, se muestran los porcentajes de ligante, para diferentes tipos de relaciones:

Tabla III.5. Porcentaje de Ligante para Diferentes Relaciones

Tipo de Tratamiento	**Aplicación Bituminosa**	**Tipo de Relación**	**%**
Simples, dobles y triples	Total	Ligante / Cantidad total de agregados sueltos	9
Doble y triple	1ª aplicación	Ligante / Tamaño máximo efectivo de agregado graduado	5
Triple	2ª aplicación	Ligante / Cantidad de agregados grandes sueltos	3

Fuente: Pavimentaçào (Tomo III), Cyro Nogueira Baptista, 1981

RUGOSIDAD DE LA SUPERFICIE

El método expuesto considera aplicaciones en superficies lisas, barridas e imprimadas. Si las superficies no cumplen esta condición se debe tomar en cuenta la rugosidad de la

superficie. Para este fin se toma 50 gramos de arena comprendida entre los tamices Nos. 50 y 100 la que se extiende sobre la superficie de la plataforma, de forma circular, de tal manera que se llenan las depresiones o cavidades existentes. Una vez hecha la distribución se mide el diámetro, en centímetros, del área circular cubierta por la arena y se determina el índice de rugosidad mediante la expresión siguiente:

$$IR = \frac{1000}{d^2}$$ Siendo d = diámetro del círculo cubierto por la arena

De manera más sencilla, se puede esparcir arena en un área predeterminada, por diferencia de pesos se obtiene el peso del material utilizado en esa operación, para calcular indirectamente el área circular cubierta por 50 gramos de arena. Siendo *S* el área predeterminada y *P* la cantidad en gramos de arena necesaria para cubrir esta área, el área circular correspondiente a 50 gramos se calcula con una simple regla de tres:

$$\begin{array}{lll} P & - & S \\ 50 & - & x \end{array} \qquad x = \frac{50 * S}{P}$$

Siendo *x* el área circular cubierta por los 50 gramos de arena, su diámetro *d* será igual a:

$$d^2 = \frac{4 * x}{\pi}$$

De acuerdo al Índice de Rugosidad, el Ing. Tagle recomienda aumentar las cantidades de material bituminoso, en las siguientes proporciones.

Tabla III.6. Aumento de Ligante por Rugosidad de la Superficie

Índice de Rugosidad	Aumento en la 1ª aplicación de ligante
0,5 a 2	10 %
2 a 6	20 %

Fuente: Pavimentaçào (Tomo III), Cyro Nogueira Baptista, 1981

III.3.2.2.2. PROBLEMAS RESUELTOS

PROBLEMA 1.

El siguiente problema nos enseña como calcular la cantidad de ligante según el método de Podestá y Tagle.

Diseñar un tratamiento superficial doble, usando un agregado que tiene la granulometría siguiente:

Tamiz	% que pasa	Cantidad de agregado suelto
1 ½" (38,1 mm)	100	Grande 19 L/m^2
1" (25,4 mm)	77	Medio 7 L/m^2
¾" (19,1 mm)	50	Fino 2 L/m^2
½" (12,7 mm)	5	Total 28 L/m^2

Solución:

- Determinación de TME

Se calculará por interpolación entre los valores que definen la granulometría de las partículas grandes alrededor del 80 % que pasa.

Aumento de %	Aumento de tamaño en mm
100 - 77 = 23 %	38,1 mm – 25,4 mm = 12,7 mm
80 – 77 = 3 %	= x mm

$$x = \frac{3*12,7}{23} = 1,66 \text{ mm}$$

TME = 25,4 mm + 1,66 mm = 27,06 mm

TME == 27 mm.

Se puede obtener también el TME, en función de una curva granulométrica.

- Para un cemento asfáltico CA – 120/150, las cantidades de ligante se calcularan a través de los porcentajes de ligante de la Tabla III.5 y serán:

a. Cantidad total de ligante (Q_t): $\frac{Q_t}{V_{ag.suelto}} = 9\%$

$Q_t = 9\ \% * 28\ L/m^2 = 2{,}52\ L/m^2$ de cemento asfáltico (C.A.)

b. Cantidad en la 1ª Aplicación (Q_1): $\frac{Q_1}{TME} = 5\%$

$Q_1 = 5\ \% * TME = 0{,}05 * 27\ mm = 1{,}35\ mm$ ó $0{,}00135\ m$ en $1\ m^2$

Esto significa $0{,}00135\ m^3/m^2$ ó $1{,}35\ L/m^2$ de cemento asfáltico.

c. Cantidad en la 2ª Aplicación (Q_2): $Q_2 = Q_t - Q_1$

$Q_2 = 2{,}52\ L/m^2 - 1{,}35\ L/m^2 = 1{,}17\ L/m^2$ de cemento asfáltico.

Respuesta:

Cantidad de ligante en la 1ª Aplicación (Q_1) = $1{,}35\ L/m^2$ de cemento asfáltico.

Cantidad de ligante en la 2ª Aplicación (Q_2) = $1{,}17\ L/m^2$ de cemento asfáltico.

Cantidad total de ligante (Q_t) = $2{,}52\ L/m^2$ de cemento asfáltico.

PROBLEMA 2.

El siguiente problema nos enseña como calcular la cantidad de ligante según el método de Podestá y Tagle.

Diseñar un tratamiento superficial triple, usando un agregado que tiene la granulometría siguiente:

Tamiz	% que pasa	Cantidad de agregado suelto
1 ½" (38,1 mm)	100	Grande 21 L/m^2
1" (25,4 mm)	66	Medio 7 L/m^2
¾" (19,1 mm)	36	Fino 3 L/m^2
½" (12,7 mm)	4	Total 31 L/m^2

Solución:

- Determinación de TME

Se calculará por interpolación entre los valores que definen la granulometría de las partículas grandes alrededor del 80 % que pasa.

Aumento de %	Aumento de tamaño en mm
100 - 66 = 34 %	38,1 mm – 25,4 mm = 12,7 mm
80 – 66 = 14 %	= x mm

$$x = \frac{14*12,7}{34} = 5,24 \text{ mm}$$

TME = 25,4 mm + 5,24 mm = 30,64 mm

TME = 31 mm.

Se puede obtener también el TME, en función de una curva granulométrica.

- Para un cemento asfáltico CA – 120/150, las cantidades de ligante se calcularan a través de los porcentajes de ligante de la Tabla II.5 y serán:

a. Cantidad total de ligante (Q_t): $\frac{Q_t}{V_{ag.suelto}} = 9\%$

$Q_t = 9\ \% * 31\ L/m^2 = 2{,}8\ L/m^2$ de cemento asfáltico (C.A.)

b. Cantidad en la 1ª Aplicación (Q_1): $\frac{Q_1}{TME} = 5\%$

$Q_1 = 5\ \% * TME = 0{,}05 * 31\ mm = 1{,}6\ mm$ ó $0{,}0016\ m$ en $1\ m^2$

Esto significa $0{,}0016\ m^3/m^2$ ó $1{,}6\ L/m^2$ de cemento asfáltico.

c. Cantidad en la 2ª Aplicación (Q_2): $\frac{Q_2}{V_{ag.grande\_suelto}} = 3\%$

$Q_2 = 3\ \% * 21\ L/m^2 = 0{,}6\ L/m^2$ de cemento asfáltico.

d. Cantidad en la 3ª Aplicación (Q_3): $Q_3 = Q_t - (Q_1 + Q_2)$

$Q_3 = 2{,}8\ L/m^2 - (1{,}6\ L/m^2 + 0{,}6\ L/m^2) = 0{,}60\ L/m^2$ de cemento asfáltico.

Respuesta:

Cantidad de ligante en la 1ª Aplicación (Q_1) = $1{,}60\ L/m^2$ de cemento asfáltico.

Cantidad de ligante en la 2ª Aplicación (Q_2) = $0{,}60\ L/m^2$ de cemento asfáltico.

Cantidad de ligante en la 3ª Aplicación (Q_3) = $0{,}60\ L/m^2$ de cemento asfáltico.

Cantidad total de ligante (Q_t) = $2{,}80\ L/m^2$ de cemento asfáltico.

PROBLEMA 3.

El siguiente problema nos enseña como calcular la cantidad de ligante según el método de Podestá y Tagle.

Diseñar un tratamiento superficial triple, donde se utilizara un asfalto diluido RC-1 con un residuo asfáltico del 65%, a demás un agregado cuya granulometría y cantidades se muestran en el siguiente cuadro. La superficie del camino en la cual se aplicara el tratamiento superficial es rugosa y su Índice de Rugosidad es 1,2.

Tamiz	% que pasa	Cantidad de agregado suelto
1" (25,4 mm)	100	Grande 23 L/m^2
¾" (19,1 mm)	70	Medio 8 L/m^2
½" (12,7 mm)	36	Fino 4 L/m^2
⅜" (9,5 mm)	5	Total 35 L/m^2

Solución:

- Determinación de TME

Se calculará por interpolación entre los valores que definen la granulometría de las partículas grandes alrededor del 80 % que pasa.

Aumento de %	Aumento de tamaño en mm
100 - 70 = 30 %	25,4 mm – 19,1mm = 6,3 mm
80 - 70 = 10 %	x mm

$$x = \frac{10 * 6,3}{30} = 2,1\,\text{mm}$$

TME = 19,1 mm + 2,1 mm = 21,2 mm

- Para un asfalto diluido RC-1, las cantidades de ligante se calcularan a través de los porcentajes de ligante de la Tabla III.5 y serán:

a. Cantidad total de ligante (Q_t): $\frac{Q_t}{V_{ag.suelto}} = 9\%$

$Q_t = 9\ \% * 35\ L/m^2 = 3{,}15\ L/m^2$ de cemento asfáltico (C.A.)

Corrección por utilizar asfalto diluido RC-1 = $\frac{C.A.}{0{,}65}$

$Q_t = \frac{3{,}15}{0{,}65} = 4{,}85\ L/m^2$ de asfalto diluido RC-1.

b. Cantidad en la 1ª Aplicación (Q_1): $\frac{Q_1}{TME} = 5\%$

$Q_1 = 5\ \% * TME = 0{,}05 * 21{,}2\ mm = 1{,}06\ mm$

Esto significa $0{,}00106\ m^3/m^2$ ó $1{,}06\ L/m^2$ de cemento asfáltico.

Corrección por rugosidad de la Tabla III.6

Índice de Rugosidad = 1,2 el factor es 1,1

Corrección por utilizar asfalto diluido RC-1 = $\frac{C.A.}{0{,}65}$

$Q_1 = \frac{1{,}06*1{,}1}{0{,}65} = 1{,}8\ L/m^2$ de asfalto diluido RC-1

c. Cantidad en la 2ª Aplicación (Q_2): $\frac{Q_2}{V_{ag.grande\_suelto}} = 3\%$

$Q_2 = 3\ \% * 23\ L/m^2 = 0{,}69\ L/m^2$ de cemento asfáltico.

Corrección por utilizar asfalto diluido RC-1 = $\frac{C.A.}{0{,}65}$

$Q_2 = \frac{0{,}69}{0{,}65} = 1{,}06\ L/m^2$ de asfalto diluido RC-1.

d. Cantidad en la 3ª Aplicación (Q_3): $Q_3 = Q_t - (Q_1 + Q_2)$

$Q_3 = 4{,}85\ L/m^2 - (1{,}8\ L/m^2 + 1{,}06\ L/m^2) = 1{,}99\ L/m^2$ de asfalto diluido RC-1

Respuesta:

Cantidad de ligante en la 1ª Aplicación (Q_1) = $1{,}8\ L/m^2$ de asfalto diluido RC-1.

Cantidad de ligante en la 2ª Aplicación (Q_2) = $1{,}06\ L/m^2$ de asfalto diluido RC-1.

Cantidad de ligante en la 3ª Aplicación (Q_3) = $1{,}99\ L/m^2$ de asfalto diluido RC-1.

Cantidad total de ligante (Q_t) = $4{,}85\ L/m^2$ de asfalto diluido RC-1.

III.3.2.2.3. PROBLEMAS PROPUESTOS

PROBLEMA 1.

El objetivo del siguiente problema es poder calcular la cantidad de ligante, para cada capa del tratamiento superficial, según el método de Podestá y Tagle. Teniendo como dato la granulometría y la cantidad del agregado que se utilizara en su ejecución.

Diseñar un tratamiento superficial doble, usando un agregado que tiene la granulometría siguiente y la superficie del camino en la cual se aplicara el tratamiento superficial es rugosa, su Índice de Rugosidad es 2,1.

Tamiz	% que pasa	Cantidad de agregado suelto
1" (25,4 mm)	100	Grande 23 L/m^2
¾" (19,1 mm)	70	Medio 8 L/m^2
½" (12,7 mm)	36	Fino 4 L/m^2
⅜" (9,5 mm)	5	Total 35 L/m^2

Para la solución de este problema se utilizara la Tabla III.5 para hallar el porcentaje de ligante y la Tabla III.6 por la rugosidad de la superficie en la que se efectuara el tratamiento superficial.

PROBLEMA 2.

El objetivo del siguiente problema es poder calcular la cantidad de ligante, para cada capa del tratamiento superficial, según el método de Podestá y Tagle. Teniendo como dato la granulometría y la cantidad del agregado que se utilizara en su ejecución.

Diseñar un tratamiento superficial triple, donde se utilizara un asfalto diluido RC-4 con un residuo asfáltico del 80%, a demás un agregado cuya granulometría y cantidades se

muestran en el siguiente cuadro. La superficie del camino en la cual se aplicara el tratamiento superficial es rugosa y su Índice de Rugosidad es 1,5.

Tamiz	% que pasa	Cantidad de agregado suelto
1 ½" (38,1 mm)	100	Grande 22 L/m^2
1" (25,4 mm)	65	Medio 7 L/m^2
¾" (19,1 mm)	35	Fino 5 L/m^2
½" (12,7 mm)	4	Total 34 L/m^2

Para la solución de este problema se utilizara la Tabla III.5 para hallar el porcentaje de ligante y la Tabla III.6 por la rugosidad de la superficie en la que se efectuara el tratamiento superficial.

III.3.2.3. MÉTODO DE N. W. McLEOD

III.3.2.3.1 DESCRIPCIÓN DEL MÉTODO

PROYECTO DE TRATAMIENTO SUPERFICIAL SIMPLE CON AGREGADOS GRADUADOS

El Ing. McLeod después de varias experiencias llegó a la conclusión de que el porcentaje de vacíos del agregado suelto, establecido como el 50 % por el método de Hanson, en la realidad excepcionalmente se cumple, a su vez muy ocasionalmente este porcentaje es menor a 40 %.

La hipótesis de Hanson de que el tráfico pesado y las condiciones de clima reducen este porcentaje al 20 %, en la realidad no ocurre. Si consideramos que el porcentaje de vacíos del agregado suelto es del 40 %, el porcentaje de vacíos del tratamiento simple después de la apertura al tráfico será igual a: 40/50 * 20 = 16 %

Por lo tanto utilizando la hipótesis de Hanson se tendrá un exceso en la cantidad de asfalto, especialmente si se utiliza agregado graduado. Por esta razón es necesario introducir una corrección a la fracción de vacíos:

FORMULA CORREGIDA PARA EL CÁLCULO DE LA CANTIDAD DE AGREGADO

$$C = 46{,}8(1 - 0{,}4 * V) * H * G * E$$

donde:

C = cantidad de agregado en libras por yarda cuadrada [Lb/Yd^2]

H = agregado de dimensión media, que corresponde al tamaño del 50 % de las partículas del agregado [Pulgadas]

G = peso específico del agregado, dado por el método ASTM.

E = factor en % que representa la pérdida del agregado por segregación o distribución.

Además:

$$V = 1 - \frac{W}{62{,}4 * G}$$

donde:

V = fracción de vacíos del agregado suelto

W = peso del agregado suelto [Lb/pie^3] (Método ASTM C-29)

VALORES DEL FACTOR DE PERDIDA "*E*"

Tabla III.7. Valores del Factor de Perdida "*E*"

% de Pérdida Permisible	Factor de Pérdida "*E*"	% de Pérdida Permisible	Factor de Pérdida "*E*"
1	1,01	11	1,11
2	1,02	12	1,12
3	1,03	13	1,13
4	1,04	14	1,14
5	1,05	15	1,15
6	1,06	16	1,16
7	1,07	17	1,17
8	1,08	18	1,18
9	1,09	19	1,19
10	1,10	20	1,20

Fuente: Pavimentaçào (Tomo III), Cyro Nogueira Baptista, 1981

FORMULA CORREGIDA PARA EL CÁLCULO DE LA CANTIDAD DE LIGANTE

$$B = \frac{2{,}244 * H * T * V + S + A}{R}$$

donde:

B cantidad total de asfalto a ser aplicado en galones por yarda cuadrada

H agregado de dimensiones medias en pulgadas

T factor de tráfico que depende del volumen de tráfico pronosticado

S factor de corrección por textura

A es la corrección por absorción en Gal/Yd^2 medida a 60 ºF (15,5 ºC)

R es la fracción de asfalto residual del ligante asfáltico seleccionado

VALORES DEL FACTOR DE TRAFICO "*T*"

Tabla III.8. Valores del Factor de Trafico "*T*"

Agregado	**Volumen de tráfico (vehículos / día)**				
	100	**100 a 500**	**500 a 1000**	**1000 a 2000**	**> 2000**
Agregado bueno de tipo angular	0,85	0,75	0,70	0,65	0,60

Fuente: Pavimentaçào (Tomo III), Cyro Nogueira Baptista, 1981

Para agregados redondeados el factor de tráfico se debe incrementar en 0,05 en cada caso.

Corrección por la textura de la superficie en Gal/Yd^2: Representa la pérdida o ganancia que producen las características de textura de la superficie existente.

FACTORES DE CORRECCIÓN POR TEXTURA "*S*"

Tabla III.9. Valores de Corrección por la Textura de la Superficie "*S*"

Condiciones de Textura de la superficie	**Operación**	**Gal/yd^2**	**L/m^2**
Con exceso de ligante	Restar	> 0,06	>0,272
Lisa	Nada	Nada	Nada
Ávida 1 h	Sumar	0,03	0,136
Ávida 2 h	Sumar	0,06	0,272
Ávida 3 h	Sumar	0,09	0,408

Fuente: Pavimentaçào (Tomo III), Cyro Nogueira Baptista, 1981

Cuando la superficie tiene exceso de ligante la corrección es negativa en relación a una superficie considerada lisa y firme. Para las superficies ávidas la corrección tiene que ser sumada.

Para la determinación de la rugosidad se recomienda el procedimiento de la arena, descrito en el método de Tagle-Podestá. No se debe confundir rugosidad o textura de superficie con porosidad. La porosidad se refiere a los espacios vacíos internos del pavimento, que producen la absorción de una cantidad importante de asfalto, ocasionando la pérdida de agregados en la superficie por falta de ligante.

Una superficie porosa se identifica aplicando unas gotas de aceite lubricante en su superficie, si el aceite permanece, se considera que no existe porosidad perjudicial, por lo cual basta aplicar los valores de corrección "*S*" para superficies ávidas. Si se presenta absorción regular del aceite en pocos minutos, la superficie se considera porosa. En este caso se recomienda efectuar un pre-tratamiento utilizando 0,5 L/m^2 de asfalto diluido RC-0 ó RC-1, ó de emulsión RS-1, a continuación se esparce el agregado de 6 a 10 libras por yarda cuadrada (3,25 a 5,42 kg/m^2), para posteriormente liberar al tráfico por varias semanas, antes de aplicar el tratamiento superficial.

Corrección por absorción en galones por yarda cuadrada medida a 60 ºF (15,5 ºC): Esta corrección representa la pérdida de material ligante por absorción dentro de las partículas de agregado. Para los materiales que usualmente no tienen absorción no se toma en cuenta la corrección. En cambio cuando el agregado es de naturaleza absorbente es necesaria una corrección, incrementando la cantidad de ligante en 0,136 L/m^2 (0,03 Gal/Yd^2).

Fracción de asfalto residual: Cuando se utilizan asfaltos diluidos, se debe agregar la cantidad de disolvente que perderá el ligante seleccionado, como consecuencia de su evaporación. Los valores de este factor se detallan en el cuadro siguiente:

VALORES DE LA FRACCIÓN RESIDUAL "*R*"

Tabla III.10 Valores de la Fracción Residual "*R*"

Ligante Asfáltico		**Valor de "*R*" en volumen**
Cementos asfálticos		1
Asfaltos diluidos	RC-0	0,62
	RC-1	0,73
	RC-2	0,78
	RC-3	0,82
	RC-4	0,85
	RC-5	0,87
Emulsiones asfálticas	CRS-2	0,69
	CRS-1	0,63
	RS-2	0,65
	RS-1	0,58

Fuente: Pavimentaçào (Tomo III), Cyro Nogueira Baptista, 1981

FÓRMULAS CORREGIDAS EXPRESADAS EN UNIDADES MÉTRICAS

Para agregado:

$$C = (1 - 0{,}4 \cdot V) \cdot H \cdot G \cdot E \qquad [\text{kg/m}^2] \qquad H \text{ en milímetros}$$

$$C = \frac{(1 - 0{,}4 \cdot V) \cdot H \cdot W \cdot E}{(1 - V)} \qquad [\text{kg/m}^2] \qquad H \text{ en metros, } W \text{ en kg/m}^3$$

$$C = \frac{(1 - 0{,}4 \cdot V) \cdot H \cdot E}{(1 - V)} \qquad [\text{m3/m}^2] \qquad H \text{ en metros}$$

Para el ligante asfáltico:

$$B = \frac{0{,}4 \cdot H \cdot T \cdot V + S + A}{R} \qquad [\text{L/m}^2] \qquad H \text{ en milímetros}$$

1 lb = 0,454 kg 1 yd^2 = 0,836 m^2 1 Gal = 3,785 L

PROYECTO DE TRATAMIENTOS SUPERFICIALES MÚLTIPLES

El método recomendado por McLeod, parte de los siguientes presupuestos:

a. En los tratamientos superficiales múltiples la cantidad de ligante bituminoso y de agregado requerido para cada capa es la misma, con pequeños ajustes.

b. La cantidad de ligante bituminoso y de agregado de cobertura que será aplicado en cada capa, se debe considerar como si fuera un tratamiento simple. De esta forma es posible utilizar las fórmulas anotadas anteriormente, con ligeras modificaciones:

Para el agregado $C = (1 - 0{,}4 \cdot V) \cdot H \cdot G \cdot E$ [kg/m^2]

Para el asfalto $B = \dfrac{0{,}4 \cdot H \cdot T \cdot V + S + A}{R}$ [L/m^2]

Para aplicar estas fórmulas se deben cumplir las siguientes condiciones:

1. Graduación de agregado para cada capa.

2. Se debe determinar para cada capa, el valor del tamaño medio (*H*) del agregado.

3. Volumen del tráfico pronosticado.

4. Corrección del ligante asfáltico debido a las características de textura (rugosidad) de la superficie sobre la cual se aplicará la primera capa del tratamiento superficial.

5. Cada capa del tratamiento múltiple debe ser construida inmediatamente después de la capa anterior, sin permitir ningún tráfico durante la construcción.

6. El espesor de cada capa del tratamiento múltiple debe ser igual al tamaño del agregado correspondiente a esa capa.

7. Si fuera posible, para la primera capa debería utilizarse agregado de una sola dimensión. Se podrá utilizar agregado graduado, con un control adecuado de la cantidad de finos.

8. El diámetro del agregado seleccionado para cada capa, debe ser de 0,5 a 0,6 del diámetro de la capa que le antecede.

9. La cantidad de agregado y de asfalto se calculará suponiendo que cada capa corresponde a la capa de un tratamiento superficial simple.

10. La cantidad de agregado para la primera capa se determinará utilizando la fórmula:

$$C = (1 - 0{,}4 \cdot V) \cdot H \cdot G \cdot E \qquad \text{kg/m}^2$$

11. Para calcular la cantidad de agregado para la 2ª capa de tratamiento doble, o para la 2ª y 3ª capa de un tratamiento triple, se utiliza la fórmula anterior corregida por un factor *M*, cuyo valor es determinado por la experiencia, de acuerdo con las condiciones locales de clima, tráfico, características de agregados, etc. Dependiendo de las condiciones de cada caso el valor de *M* puede variar de 0,80 a 1,10. por lo tanto la fórmula corregida será:

$$C = M \cdot (1 - 0{,}4 \cdot V) \cdot H \cdot G \cdot E \qquad \text{kg/m}^2$$

12. La cantidad de asfalto para cada capa se calcula mediante la formula:

$$B = K \cdot \frac{0{,}4 \cdot H \cdot T \cdot V + S + A}{R} \qquad [\text{L/m}^2]$$

Siendo K un factor de corrección que depende de las condiciones locales de clima, tráfico, tipo de agregado, etc. El autor recomienda el valor de K = 1. Para climas tropicales y tráfico pesado K = 0,9, u otro valor determinado experimentalmente. En algunos casos puede ser necesario un valor mayor a uno.

13. La corrección del valor de S para la cantidad de ligante asfáltico requerida para la primera capa, debe ser hecha en base a las características de textura (rugosidad) de la superficie donde se va aplicar el tratamiento. No es necesaria ninguna corrección para las siguientes capas de un tratamiento múltiple.

III.3.2.3.2. PROBLEMAS RESUELTOS

PROBLEMA 1.

El siguiente problema nos enseña como calcular la cantidad de agregado graduado y de ligante según el método de McLeod.

Determinar la cantidad de agregado graduado y de ligante bituminoso RC-2, para las siguientes condiciones: Tráfico previsto 800 vehículos/día, tamaño de agregado de dimensión media H = 0,25", % de perdida 5 %, A = 0,03 Gal/yd^2, S = 0, G = 2,68, fracción de vacíos del agregado V = 0,4.

Solución:

- Cálculo de la cantidad de agregado.

$$C = 46,8\ (1 - 0,4 * V) * H * G * E$$

$$C = 46,8\ (1 - 0,4*0,4) * 0,25" * 2,68 * 1,05 = 27,66\ lb/yd^2$$

ó $15,00\ kg/m^2$

- Cálculo de la cantidad de asfalto diluido RC-2

$$B = \frac{2,244 * H * T * V + S + A}{R}$$

donde:

H = 0,25", T = 0,70 de la Tabla III.8 , fracción de vacíos del agregado V = 0,4, S = 0 de la Tabla III.9, A = 0,03 Gal/yd^2 por la naturaleza absorbente del agregado, R = 0,78 de la Tabla III.10.

$$B = \frac{2,244 * 0,25 * 0,70 * 0,40 + 0 + 0,03}{0,78} = 0,24\ Gal/yd^2$$

ó $1,08\ L/m^2$

Respuesta:

Cantidad de agregado $15,00\ kg/m^2$

Cantidad de asfalto $1,08\ L/m^2$

PROBLEMA 2.

El siguiente problema nos enseña como calcular la cantidad de agregado graduado y de ligante según el método de McLeod.

Determinar la cantidad de agregado graduado y de ligante bituminoso RC-1, para las siguientes condiciones: Tráfico previsto 1200 vehículos/día, tamaño de agregado de dimensión media H = 0,35", % de perdida 7 %, A = 0,03 Gal/yd^2, S = 0, G = 2,65, fracción de vacíos del agregado V = 0,5

Solución:

- Cálculo de la cantidad de agregado.

$$C = 46{,}8\,(1 - 0{,}4 * V) * H * G * E$$

$$C = 46{,}8\,(1 - 0{,}4*0{,}5) * 0{,}35" * 2{,}65 * 1{,}07 = 37{,}16 \text{ lb/yd}^2$$

ó 20,17 kg/m^2

- Cálculo de la cantidad de asfalto diluido RC-1

$$B = \frac{2{,}244 * H * T * V + S + A}{R}$$

donde:

H = 0,35", T = 0,65 de la Tabla III.8, fracción de vacíos del agregado V = 0,5, S = 0 de la Tabla III.9, A = 0,03 Gal/yd^2 por la naturaleza absorbente del agregado, R = 0,73 de la Tabla III.10.

$$B = \frac{2{,}244 * 0{,}35 * 0{,}65 * 0{,}50 + 0 + 0{,}03}{0{,}73} = 0{,}39 \text{ Gal/yd}^2$$

ó 1,77 L/m^2

Respuesta:

Cantidad de agregado: 20,17 kg/m^2

Cantidad de asfalto: 1,77 L/m^2

III.3.2.3.3. PROBLEMAS PROPUESTOS

PROBLEMA 1.

El objetivo del siguiente problema es poder calcular la cantidad de agregado graduado y de ligante, según el método de McLeod.

Calcular la cantidad de agregado y de material ligante del tipo RC-2, para un tratamiento superficial simple con agregado graduado, colocado sobre una superficie ávida tipo 1 h. El volumen de tráfico pronosticado es de 400 vehículos/día, tamaño de agregado de dimensión media ALD (H) = 0,30", la gravedad especifica es G = 2,67, el % de perdida permisible es de 12 %, el agregado es de naturaleza no absorbente.

Para la solución de este problema se utilizara la Tabla III.7 para hallar el factor de Perdida "E", Tabla III.8 para hallar el factor de Trafico "T", Tabla III.9 corrección por textura de la superficie "S", Tabla III.10 por la fracción de asfalto residual.

PROBLEMA 2.

El objetivo del siguiente problema es poder calcular la cantidad de agregado graduado y de ligante, según el método de McLeod.

Calcular la cantidad de agregado y de material ligante del tipo RC-3, para un tratamiento superficial simple con agregado graduado, colocado sobre una superficie ávida tipo 2 h. El volumen de tráfico pronosticado es de 900 vehículos/día, tamaño de agregado de dimensión media ALD (H) = 0,40", la gravedad especifica es G = 2,68, el % de perdida permisible es de 10 %, la absorción del agregado es 0,03 Gal/Yd^2.

Para la solución de este problema se utilizara la Tabla III.7 para hallar el factor de Perdida "E", Tabla III.8 para hallar el factor de Trafico "T", Tabla III.9 corrección por textura de la superficie "S", Tabla III.10 por la fracción de asfalto residual.

III.4. DETALLES CONSTRUCTIVOS

Se recomienda considerar los siguientes detalles constructivos:

1. Aplicación uniforme de ligante y del agregado.

2. Recubrimiento rápido del agregado por el ligante, aproximadamente la mitad del espesor medio de las partículas, para asegurar la adherencia entre el ligante y el agregado.

3. Retención del agregado por el ligante cuando se libera al tráfico.

4. Selección adecuada del equipo que se utilizará en la obra.

Aplicación uniforme del ligante y del agregado:

Para el ligante bituminoso se deben tomar las siguientes precauciones:

- Correcta temperatura de aplicación.
- Ajuste adecuado de la abertura de las boquillas de la barra esparcidora.
- Control de la velocidad del carro imprimador.

Para una distribución uniforme del agregado se recomienda un distribuidor autopropulsado. Antes de la distribución del agregado, el uso de escobas autopropulsadas.

Recubrimiento rápido del agregado por el ligante:

Limitación del área de la faja de aplicación del ligante: cuando el ligante utilizado sea cemento asfáltico, se debe distribuir el agregado inmediatamente después del paso del camión imprimador, de tal forma de asegurar la adherencia del agregado con el ligante.

Cuando el ligante sea un asfalto diluido, el agregado debe ser distribuido después de un máximo de 30 minutos después de la aplicación del ligante.

Compactación:

Cuando se utiliza cemento asfáltico: el rodillo compactador de preferencia debe ser un compactador neumático autopropulsado, que iniciará la compactación inmediatamente después de la distribución del agregado.

Cuando se utiliza asfalto diluido: podrá transcurrir un intervalo de tiempo entre la distribución del agregado y la compactación, tanto mayor cuando más fluido sea el asfalto, sin embargo no debe exceder de 2 horas.

III.5. EQUIPO UTILIZADO EN LOS TRATAMIENTOS SUPERFICIALES

DISTRIBUIDOR DE ASFALTO

Es un camión tanque provisto de una barra de riego, con sistema independiente de calentamiento y circulación, aislamiento térmico, control de velocidad (tacómetro).

Está provisto de un dispositivo para mantener la barra de riego en altura constante durante el vaciado del tanque, de un manómetro adicional para registro de presión en la barra y pitones apropiados para la salida del asfalto.

Dispone de un control electrónico para "dosificación automática", mediante la correlación entre las velocidades de la bomba y del vehículo.

DISTRIBUIDOR DE AGREGADOS (SPREADER)

TIPOS PRINCIPALES

- Acoplable a camión, montado en la parte trasera del volquete, que se mueve marcha atrás con altura de caída elevada para agregados.

- Remolcable por el camión: Están montados sobre ruedas de goma tienen anchos de 0.5 a 4.0m son empujados por el camión que se mueve marcha atrás. Algunos tipos poseen pernos sin fin para la distribución de los agregados.

- Autopropulsados: Son máquinas sofisticadas de alto rendimiento y buena maniobrabilidad, con altura de caída pequeña para los agregados, aseguran la aplicación preferencial de las partículas grandes. Estas máquinas remolcan al camión de abastecimiento de agregados.

COMPACTADORES

TIPOS PRINCIPALES

- Rodillo tandem metálico liso con pesos de 5 a 8 Ton.

- Rodillo neumático autopropulsado

  (Carga por rueda: 2t)

  Velocidad inicial ⇨ 3 primeras pasadas: 2 a 3 km/h
  Velocidad final ⇨ pasadas restantes: 8 km/h

- Rodillo metálico vibratorio revestido con goma: Tiene un alto rendimiento que permite la reducción del número de pasadas.

ESCOBA MECÁNICA

Escoba rotativa reversible con cerdas metálicas, de nylon o de junco grueso. La altura de la escoba es regulable y la velocidad de rotación debe ser regulable e independiente de la velocidad del vehículo.

EQUIPO COMPLEMENTARIO

Rastrillos - Palas - Regadores manuales - Carretillas

PAVIMENTOS DE CONCRETO ASFÁLTICO MÉTODO AASHTO-93

CAPITULO IV

IV. PAVIMENTOS DE CONCRETO ASFÁLTICO MÉTODO AASHTO-93

El diseño para el pavimento flexible según la AASHTO está basado en la determinación del Número Estructural "*SN*" que debe soportar el nivel de carga exigido por el proyecto.

A continuación se describe las variables que se consideran en el método AASHTO:

IV.1. MÓDULO DE RESILIENCIA

Para el diseño de pavimentos flexibles deben utilizarse valores medios resultantes de los ensayos de laboratorio, las diferencias que se puedan presentar están consideradas en el nivel de confiabilidad *R*.

Durante el año se presentan variaciones en el contenido de humedad de la subrasante, las cuales producen alteraciones en la resistencia del suelo, para evaluar esta situación es necesario establecer los cambios que produce la humedad en el módulo resiliente.

Con este fin se obtienen módulos resilientes para diferentes contenidos de humedad que simulen las condiciones que se presentan en el transcurso del año, en base a los resultados se divide el año en periodos en los cuales el M_R es constante.

Para cada valor de M_R se determina el valor del daño relativo, utilizando el ábaco de la Figura VI.1 ó la siguiente expresión:

$$U_f = 1{,}18 \cdot 10^8 \cdot M_R^{-2{,}32}$$

Mes	Módulo Resiliente Suelo M_R (psi)	Daño Relativo U_f
Enero		
Febrero		
Marzo		
Abril		
Mayo		
Junio		
Julio		
Agosto		
Septiembre		
Octubre		
Noviembre		
Diciembre		
Sumatoria: ΣU_f =		

Promedio: $\overline{U_f} = \frac{\Sigma U_f}{n} =$ ———

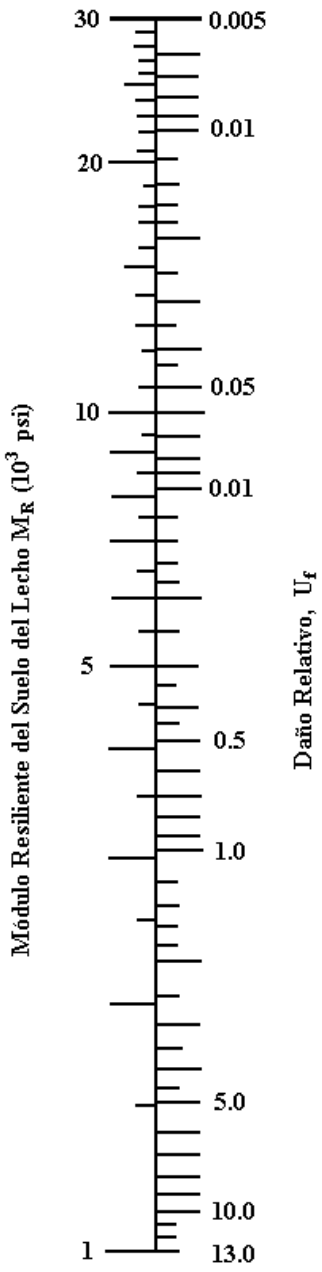


Figura IV.1. Ábaco para la determinación del Daño Relativo
Fuente: AASHTO, Guide for Design of Pavement Structures 1993

Con los resultados de los daños relativos se obtiene el valor promedio anual. El módulo de resiliencia que corresponda al U_f promedio es el valor que se debe utilizar para el diseño. Si no se tiene la posibilidad de obtener esta información se puede estimar el valor del M_R en función del CBR.

RELACIÓN C.B.R. – MÓDULO DE RESILIENCIA

Con los valores del CBR se pueden obtener los módulos resilientes utilizando las relaciones siguientes:

(1) CBR < 15% (Shell)

M_R (MPa) = 10 ○CBR K = Tiene una dispersión de valores de 4 a 25

M_R (psi) = 1500 ○CBR K = Tiene una dispersión de valores de 750 a 3000

(2) M_R (MPa) = 17,6 ○$CBR^{0,64}$ (Powell et al)

El Instituto del Asfalto mediante ensayos de laboratorio realizados en 1982, obtuvo las relaciones siguientes:

Tipo de Suelo	**% CBR**	**M_R en (psi)**
Arena	31	46500
Limo	20	30000
Arena magra	25	37500
Limo - arcilla	25	37500
Arcilla limosa	8	11400
Arcilla pesada	5	7800

IV.2. PERIODO DE DISEÑO

Se define como el tiempo elegido al iniciar el diseño, para el cual se determinan las características del pavimento, evaluando su comportamiento para distintas alternativas a largo plazo, con el fin de satisfacer las exigencias del servicio durante el periodo de diseño elegido, a un costo razonable.

Generalmente el periodo de diseño será mayor al de la vida útil del pavimento, porque incluye en el análisis al menos una rehabilitación o recrecimiento, por lo tanto éste será superior a 20 años. Los periodos de diseño recomendados por la AASHTO se muestran en la tabla IV.1.

Tabla IV.1. Periodos de Diseño en Función del Tipo de Carretera

Tipo de Carretera	**Periodo de Diseño (Años)**
Urbana de tránsito elevado.	30 – 50
Interurbana de tránsito elevado	20 – 50
Pavimentada de baja intensidad de tránsito	15 – 25
De baja intensidad de tránsito, pavimentación con grava	10 – 20

Fuente: AASHTO, Guide for Design of Pavement Structures 1993

IV.3. ÍNDICE DE SERVICIABILIDAD

Se define el Índice de Serviciabilidad como la condición necesaria de un pavimento para proveer a los usuarios un manejo seguro y confortable en un determinado momento. Inicialmente esta condición se cuantificó a través de la opinión de los conductores, cuyas respuestas se tabulaban en la escala de 5 a 1:

Índice de Serviciabilidad (*PSI*)	Calificación
5 – 4	Muy buena
4 – 3	Buena
3 – 2	Regular
2 – 1	Mala
1 – 0	Muy mala

Fuente: AASHTO, Guide for Design of Pavement Structures 1993

Actualmente, una evaluación más objetiva de este índice se realiza mediante una ecuación matemática basada en la inventariación de fallas del pavimento:

Pavimento Flexible: $p = 5{,}03 - 1{,}91 \cdot \log[1 + S_V] - 0{,}01 \cdot [C_f + P]^{0{,}5} - 1{,}38 \cdot RD^2$

Donde:

- S_V: Variación de las cotas de la rasante en sentido longitudinal en relación a la rasante inicial (Rugosidad en sentido longitudinal).
- C_f: Suma de las áreas fisuradas en pies^2 y de las grietas longitudinales y transversales en pies lineales, por cada 1000 pies^2 de pavimento.
- P: Área bacheada en pies^2 por cada 1000 pies^2 de pavimento.
- RD: Profundidad media de ahuellamiento en pulgadas. Mide la rugosidad transversal.

Antes de diseñar el pavimento se deben elegir los índices de servicio inicial y final. El índice de servicio inicial p_o depende del diseño y de la calidad de la construcción. En los pavimentos flexibles estudiados por la AASHTO, el pavimento nuevo alcanzó un valor medio de $p_o = 4{,}2$.

El índice de servicio final p_t representa al índice más bajo capaz de ser tolerado por el pavimento, antes de que sea imprescindible su rehabilitación mediante un refuerzo o una

reconstrucción. El valor asumido depende de la importancia de la carretera y del criterio del proyectista, se sugiere para carreteras de mayor tránsito un valor de $p_t \geq 2{,}5$ y para carreteras de menor tránsito $p_t = 2{,}0$.

IV.4. PÉRDIDA O DISMINUCIÓN DEL ÍNDICE DE SERVICIABILIDAD

Los valores anteriormente descritos nos permiten determinar la disminución del índice de servicio, que representa una pérdida gradual de la calidad de servicio de la carretera, originada por el deterioro del pavimento. Por tanto:

$$\Delta PSI = p_o - p_t$$

donde:

PSI = Índice de Servicio Presente

ΔPSI = Diferencia entre los índices de servicio inicial y el final deseado

p_o = Índice de servicio inicial

p_t = Índice de servicio final

IV.5. ANÁLISIS DE TRÁFICO

Las cargas de los vehículos son transmitidas al pavimento mediante dispositivos de apoyo multiruedas para determinar la carga total sobre una superficie mayor, con el fin de reducir las tensiones y deformaciones que se producen al interior de la superestructura.

El tráfico es uno de los parámetros más importantes para el diseño de pavimentos. Para obtener este dato es necesario determinar el número de repeticiones de cada tipo de eje durante el periodo de diseño, a partir de un tráfico inicial medido en el campo a través de aforos. El número y composición de los ejes se determina a partir de la siguiente información:

- Periodo de diseño.
- Distribución de ejes solicitantes en cada rango de cargas.
- Tránsito medio diario anual de todos los vehículos TMDA o TPDA.
- Tasas de crecimiento anuales de cada tipo de vehículo.
- Sentido del tráfico.
- Número de carriles por sentido de tráfico.
- Porcentaje del tránsito sobre el carril más solicitado.
- Índice de serviciabilidad.
- Factores de equivalencia de carga.

TRÁNSITO MEDIO DIARIO ANUAL:

El TMDA representa el promedio aritmético de los volúmenes diarios de tránsito aforados durante un año, en forma diferenciada para cada tipo de vehículo.

CLASIFICACIÓN DE LOS VEHÍCULOS:

- Automóviles y camionetas
- Buses
- Camiones de dos ejes
- Camiones de más de dos ejes
- Remolques
- Semiremolques

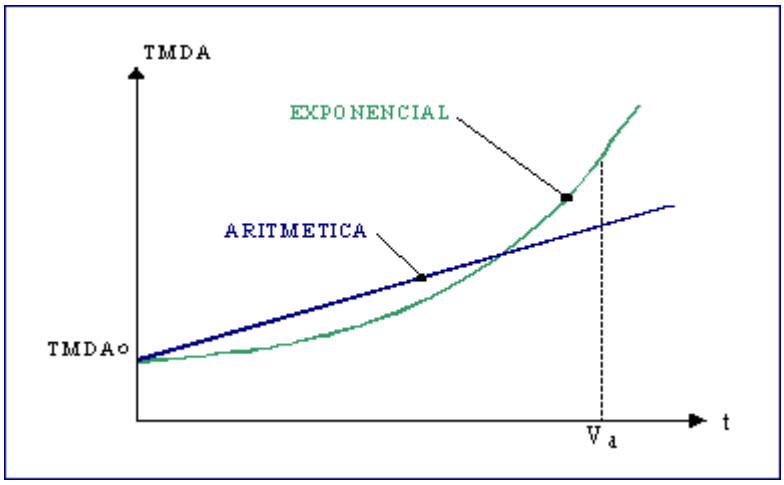
TASA DE CRECIMIENTO

Representa el crecimiento promedio anual del TMDA. Generalmente las tasas de crecimiento son diferentes para cada tipo de vehículo.

PROYECCIÓN DEL TRÁNSITO

El tránsito puede proyectarse en el tiempo en forma aritmética con un crecimiento constante o exponencial mediante incrementos anuales.

MODELOS DE CRECIMIENTO



En el gráfico se observa que la proyección aritmética supone un crecimiento más rápido en el corto plazo y se subestima el tránsito en el largo plazo.

En base a las estadísticas es conveniente definir que curva se ajusta mejor al tránsito generado por una carretera.

FACTOR DE CRECIMIENTO

Una forma sencilla de encontrar el factor de crecimiento es adoptar una tasa de crecimiento anual y utilizar el promedio del tráfico al principio y al final del periodo de diseño:

$$FC = 0{,}5 \cdot \left[1 + (1+r)^{P}\right]$$

Donde:

r = tasa de crecimiento anual en decimales

P = periodo de diseño en años.

La Asociación del Cemento Portland utiliza el tráfico a la mitad del periodo de diseño:

$$FC = (1+r)^{0{,}5 \cdot P}$$

La AASHTO recomienda calcular el factor de crecimiento para el tráfico de todo el periodo de diseño:

$$FC = \frac{(1+r)^{P} - 1}{r}$$

Los valores del factor de crecimiento para diferentes tasas anuales y periodos de diseño se muestran en la tabla siguiente, de acuerdo al criterio de la AASHTO:

Tabla IV.2. Factor de Crecimiento

Período de diseño, años (*n*)	**Tasa de crecimiento anual, *g* en porcentaje**							
	Sin Crecimiento	2	4	5	6	7	8	10
1	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
2	2.0	2.02	2.04	2.05	2.06	2.07	2.08	2.10
3	3.0	3.06	3.12	3.15	3.18	3.21	3.25	3.31
4	4.0	4.12	4.25	4.31	4.37	4.44	4.51	4.64
5	5.0	5.20	5.42	5.53	5.64	5.75	5.87	6.11
6	6.0	6.31	6.63	6.80	6.98	7.15	7.34	7.72
7	7.0	7.43	7.90	8.14	8.39	8.65	8.92	9.49
8	8.0	8.58	9.21	9.55	9.90	10.26	10.64	11.44
9	9.0	9.75	10.58	11.03	11.49	11.98	12.49	13.58
10	10.0	10.95	12.01	12.58	13.18	13.82	14.49	15.94
11	11.0	12.17	13.49	14.21	14.97	15.78	16.65	18.53
12	12.0	13.41	15.03	15.92	16.87	17.89	18.98	21.38
13	13.0	14.68	16.63	17.71	18.88	20.14	21.50	24.52
14	14.0	15.97	18.29	19.18	21.01	22.55	24.21	27.97
15	15.0	17.29	20.02	21.58	23.28	25.13	27.15	31.77
16	16.0	18.64	21.82	23.66	25.67	27.89	30.32	35.95
17	17.0	20.01	23.70	25.84	28.21	30.84	33.75	40.55
18	18.0	21.41	25.65	28.13	30.91	34.00	37.45	45.60
19	19.0	22.84	27.67	30.54	33.76	37.38	41.45	51.16
20	20.0	24.30	29.78	33.06	36.79	41.00	45.76	57.28
25	25.0	32.03	41.65	47.73	54.86	63.25	73.11	98.35
30	30.0	40.57	56.08	66.44	79.06	94.46	113.28	164.49
35	35.0	49.99	73.65	90.32	111.43	138.24	172.32	271.02

Fuente: AASHTO, Guide for Design of Pavement Structures 1993

DISTRIBUCIÓN DIRECCIONAL

A menos que existan consideraciones especiales, se considera una distribución del 50% del tránsito para cada dirección. En algunos casos puede variar de 0,3 a 0,7 dependiendo de la dirección que acumula mayor porcentaje de vehículos cargados.

FACTOR DE DISTRIBUCIÓN POR CARRIL

En una carretera de dos carriles, uno en cada dirección, el carril de diseño es uno de ellos, por lo tanto el factor de distribución por carril es 100%. Para autopistas multicarriles el carril de diseño es el carril exterior y el factor de distribución depende del número de carriles en cada dirección que tenga la autopista. En la tabla siguiente se muestran los valores utilizados por la AASHTO:

Tabla IV.3. Factor De Distribución Por Carril.

No. carriles en cada dirección	**Porcentaje de ejes simples equivalentes de 18 kips en el carril de diseño (*FC*)**
1	100
2	80 – 100
3	60 – 80
4 ó más	50 – 75

Fuente: AASHTO, Guide for Design of Pavement Structures 1993

TRÁNSITO EQUIVALENTE

Los resultados obtenidos por la AASHTO en sus tramos de prueba mostraron que el daño que producen distintas configuraciones de ejes y cargas, puede representarse por un número equivalente de pasadas de un eje simple patrón de rueda doble de 18 kips (80 kN u 8,2 Ton.) que producirá un daño similar a toda la composición del tráfico.

FACTORES EQUIVALENTES DE CARGA (LEF)

La conversión del tráfico a un número de ESAL's de 18 kips (Equivalent Single Axis Loads) se realiza utilizando factores equivalentes de carga LEFs (Load Equivalent Factor). Estos factores fueron determinados por la AASHTO en sus tramos de prueba, donde pavimentos similares se sometieron a diferentes configuraciones de ejes y cargas,

para analizar el daño producido y la relación existente entre estas configuraciones y cargas a través del daño que producen.

El factor equivalente de carga LEF es un valor numérico que expresa la relación entre la pérdida de serviciabilidad ocasionada por una determinada carga de un tipo de eje y la producida por el eje patrón de 18 kips.

$$\text{LEF} = \frac{\text{Nº de ESALs de 18 kips que producen una pérdida de serviciabilidad } \Delta PSI}{\text{Nº de ejes de X kips que producen la misma pérdida de serviciabilidad}}$$

Por ejemplo, para producir en un pavimento flexible con un *SN* = 4", una disminución de serviciabilidad de 4,2 a 2,5 se requieren la repetición de 100000 ejes simples de 18 kips, o la repetición de 14706 ejes simples de 30 kips. Por tanto, para este caso:

$$\text{LEF} = \frac{100000}{14706} = 6{,}8$$

Los factores equivalentes de carga de la AASHTO están tabulados en función de cuatro parámetros: tipo de eje (simple, tandem, tridem), índice de serviciabilidad final (2, 2,5 y 3), carga por eje, y número estructural *SN* del pavimento (de 1 a 6").

FACTOR DE CAMIÓN

Para expresar el daño que produce el tráfico, en términos del deterioro que produce un vehículo en particular, hay que considerar la suma de los daños producidos por cada eje de ese tipo de vehículo. De este criterio nace el concepto de Factor de Camión, que se define como el número de ESAL's por número de vehículo. Este factor puede ser calculado para cada tipo de camiones, o para todos los vehículos como un promedio de una determinada configuración de tráfico.

$$\text{Factor de Camión} = TF = \frac{\text{Nº ESALs}}{\text{Nº de camiones}}$$

Se ha demostrado que el eje delantero tiene una mínima influencia en el daño producido en el pavimento, por ejemplo en el ahuellamiento, la fisuración y la pérdida de serviciabilidad su participación varía de 0,13 al 2,1 %. Por esta razón el eje delantero no está incluido en los factores de equivalencia de carga, lo cual no afecta a la exactitud del cálculo.

EJEMPLO

$P_t = 2{,}5$ SN = 4”

TIPO DE VEHÍCULO	Carga por eje (Kips)	Tipo de Eje	Volumen de Tráfico Diario	Nº de ejes	LEFs	Nº de ESALs
Automóviles, vagonetas, otros livianos	4	Simple	850	850	0,003	2,6
Microbuses, camión pequeño	10	Simple	440	440	0,102	45
Bus y camión mediano	16	Simple	260	260	0,645	168
Bus grande	34	Tandem	230	230	1,110	255
Camión Semiremolque	36	Tandem	240	480	1,380	662
Camión Semiremolque	48	Tridem	196	588	1,069	629
TOTALES			2216	2848		1532

$$\text{Factor de Camión} = TF = \frac{1532}{2216} = 0{,}69$$

Para el cálculo del tránsito, el método considera los ejes equivalentes simples de 18 kips (8,2 ton) acumulados durante el período de diseño, en el carril de diseño, utilizando la ecuación siguiente:

$$W_{18} = F_d \cdot F_C \cdot \overline{W}_{18}$$

donde:

W_{18} = Tránsito acumulado en el primer año, en ejes equivalentes sencillos de 18 Kips (8,2 ton), en el carril de diseño.

F_d = Factor de distribución direccional; (50% para la mayoría de las carreteras).

$\overline{W}_{18}$ = Ejes Equivalentes acumulados en ambas direcciones.

F_C = Factor de distribución por carril. (Tabla IV.3.)

Una vez calculados los ejes equivalente acumulados en el primer año se deberá estimar, sobre la base de la tasa de crecimiento anual y del período de diseño en años, el total de ejes equivalentes acumulados, los cuales se multiplican por el factor de camión para obtener los ESAL's de diseño.

IV.6. NÚMERO TOTAL DE EJES SIMPLES EQUIVALENTES (ESAL's)

Se calcula para el carril de diseño utilizando la siguiente ecuación:

$$ESALs' = \left(\sum_{i=1}^{m} p_i \cdot F_i \cdot P \right) \cdot (TPD) \cdot (FC) \cdot F_d \cdot F_c \cdot 365$$

donde:

p_i Porcentaje del total de repeticiones para el i-ésimo grupo de vehículos o cargas.

F_i Factor de equivalencia de carga por eje, del i-ésimo grupo de eje de carga (tablas IV.9 a IV.17).

P Promedio de ejes por camión pesado.

TPD Tránsito promedio diario.

FC Factor de crecimiento para un período de diseño en años.

F_d Factor direccional.

F_C Factor de distribución por carril (Tabla IV.3.)

EJEMPLO

Período de Diseño = 20 años Tasa de Crecimiento anual = 2%

P_t = 2,5 F_d = 0,5 F_C = 0,8 *SN* = 4”

TIPO DE VEHÍCULO	Carga por eje (Kips)	Tipo de Eje	Volumen de Tráfico Diario	Factor de Crecimiento	Tránsito de Diseño	Factor de Camión TF	Nº de ESALs
Automóviles, vagonetas, otros livianos	4	Simple	850	24,3	7539075	0,69	5201962
Microbuses, camión Pequeño	10	Simple	440	24,3	3902580	0,69	2692780
Bus y camión mediano	16	Simple	260	24,3	2306070	0,69	1591188
Bus grande	34	Tandem	230	24,3	2039985	0,69	1407590
Camión Semiremolque	36	Tandem	240	24,3	2128680	0,69	1468789
Camión Semiremolque	48	Tridem	196	24,3	1738422	0,69	1199511
TOTALES			2216				13561820

ESAL’s de Diseño = 13561820 ○0,5○ 0,8 = 5424728

IV.7. NIVEL DE CONFIANZA Y DESVIACIÓN ESTÁNDAR

El nivel de confianza es uno de los parámetros importantes introducidos por la AASHTO al diseño de pavimentos, porque establece un criterio que está relacionado con el desempeño del pavimento frente a las solicitaciones exteriores. La confiabilidad se

define como la probabilidad de que el pavimento diseñado se comporte de manera satisfactoria durante toda su vida de proyecto, bajo las solicitaciones de carga e intemperismo, o la probabilidad de que los problemas de deformación y fallas estén por debajo de los niveles permisibles. Para elegir el valor de este parámetro se considera la importancia del camino, la confiabilidad de la resistencia de cada una de las capas y el tránsito de diseño pronosticado.

Tabla IV.4. Valores Del Nivel De Confianza *R*
De Acuerdo Al Tipo De Camino.

Tipo de camino	**Zonas urbanas**	**Zonas rurales**
Autopistas	85 – 99.9	80 – 99.9
Carreteras de primer orden	80 – 99	75 – 95
Carreteras secundarias	80 – 95	75 – 95
Caminos vecinales	50 – 80	50 – 80

Fuente: AASHTO, Guide for Design of Pavement Structures 1993.

La esquematización del comportamiento real del pavimento y la curva de diseño propuesta por la AASHTO tienen la misma forma pero no coinciden. La falta de coincidencia se debe a los errores asociados a la ecuación de comportamiento propuesta y a la dispersión de la información utilizada en el dimensionamiento del pavimento. Por esta razón la AASHTO adoptó un enfoque regresional para ajustar estas dos curvas. De esta forma los errores se representan mediante una desviación estándar *So*, para compatibilizar los dos comportamientos. El factor de ajuste entre las dos curvas se define como el producto de la desviación normal Z_R, por la desviación estándar *So*. Los factores de desviación normal Z_R se muestran en la siguiente tabla:

TABLA IV.5. Factores de Desviación Normal

Confiabilidad	Z_R	**Confiabilidad**	Z_R
50	0	92	-1,405
60	-0,253	94	-1,555
70	-0,524	95	-1,645
75	-0,674	96	-1,751
80	-0,841	97	-1,881
85	-1,037	98	-2,054
90	-1,282	99	-2,327

Fuente: Guía para el Diseño y la Construcción de Pavimentos Rígidos
Ing. Aurelio Salazar Rodríguez, 1998.

Si la construcción se va a realizar por etapas, la vida útil ha de ser menor al periodo de análisis (vida útil < periodo de análisis), en este saco se deben considerar las confiabilidades de todo el periodo de diseño, de donde resulta que:

$$R_{etapa} = \left(R_{total}\right)^{1/n} \qquad n = \text{número de etapas previstas}$$

Una vez elegido un nivel de confianza y obtenidos los resultados del diseño, éstos deberán ser corregidos por dos tipos de incertidumbre: la confiabilidad de los parámetros de entrada, y de las propias ecuaciones de diseño basadas en los tramos de prueba. Para este fin, se considera un factor de corrección que representa la desviación estándar, de manera reducida y simple, este factor evalúa los datos dispersos que configuran la curva real de comportamiento del pavimento.

El rango de desviación estándar sugerido por AASHTO se encuentra entre los siguientes valores:

$$0{,}40 \leq So \geq 0{,}50 \qquad (So = \text{desviación estándar})$$

IV.8. COEFICIENTE DE DRENAJE C_d

El valor de este coeficiente depende de dos parámetros: la capacidad del drenaje, que se determina de acuerdo al tiempo que tarda el agua en ser evacuada del pavimento, y el porcentaje de tiempo durante el cual el pavimento está expuesto a niveles de humedad próximos a la saturación, en el transcurso del año. Dicho porcentaje depende de la precipitación media anual y de las condiciones de drenaje, la AASHTO define cinco capacidades de drenaje, que se muestran en la siguiente tabla:

Tabla IV.6. Capacidad del Drenaje

Calidad del Drenaje	Tiempo que tarda el agua en ser Evacuada
Excelente	2 horas
Bueno	1 día
Regular	1 semana
Malo	1 mes
Muy malo	Agua no drena

Fuente: AASHTO, Guide for Design of Pavement Structures 1993.

De acuerdo a las capacidades de drenaje la AASHTO establece los factores de corrección m_2 (bases) y m_3 (sub-bases granulares sin estabilizar), los cuales están dados en la Tabla IV.7, en función del porcentaje de tiempo a lo largo de un año, en el cual la estructura del pavimento está expuesta a niveles de humedad próximos a la saturación.

Tabla IV.7. Valores m_i para modificar los Coeficientes Estructurales o de Capa de Bases y Sub-bases sin tratamiento, en pavimentos flexibles

Capacidad de Drenaje	**% de tiempo en el que el pavimento está expuesto a niveles de humedad próximos a la saturación.**			
	Menos del 1 %	1 a 5 %	5 a 25 %	Más del 25 %
Excelente	1,40 – 1,35	1,35 – 1,30	1,30 – 1,20	1,20
Bueno	1,35 – 1,25	1,25 – 1,15	1,15 – 1,00	1,00
Regular	1,25 – 1,15	1,15 – 1,05	1,00 – 0,80	0,80
Malo	1,15 – 1,05	1,05 – 0,80	0,80 – 0,60	0,60
Muy malo	1,05 – 0,95	0,95 – 0,75	0,75 – 0,40	0,40

Fuente: AASHTO, Guide for Design of Pavement Structures 1993.

IV.9. DETERMINACIÓN DEL NÚMERO ESTRUCTURAL "*SN*"

El método está basado en el cálculo del Número Estructural "*SN*" sobre la capa subrasante o cuerpo del terraplén. Para esto se dispone de la Figura IV.2 y de la ecuación siguiente:

$$LogW_{18} = Z_R \cdot S_0 + 9.36 \cdot Log(SN+1) - 0.20 + \frac{Log\frac{(\Delta PSI)}{4.2-1.5}}{0.40 + \frac{1094}{(SN+1)^{5.19}}} + 2.32 \cdot LogM_R - 8.07$$

donde:

W_{18} = Tráfico equivalente o ESAL´s.

Z_R = Factor de desviación normal para un nivel de confiabilidad R

So = Desviación estándar

ΔPSI = Diferencia entre los índices de servicio inicial y el final deseado

M_R = Módulo de resiliencia efectivo de la subrasante

SN = Número estructural

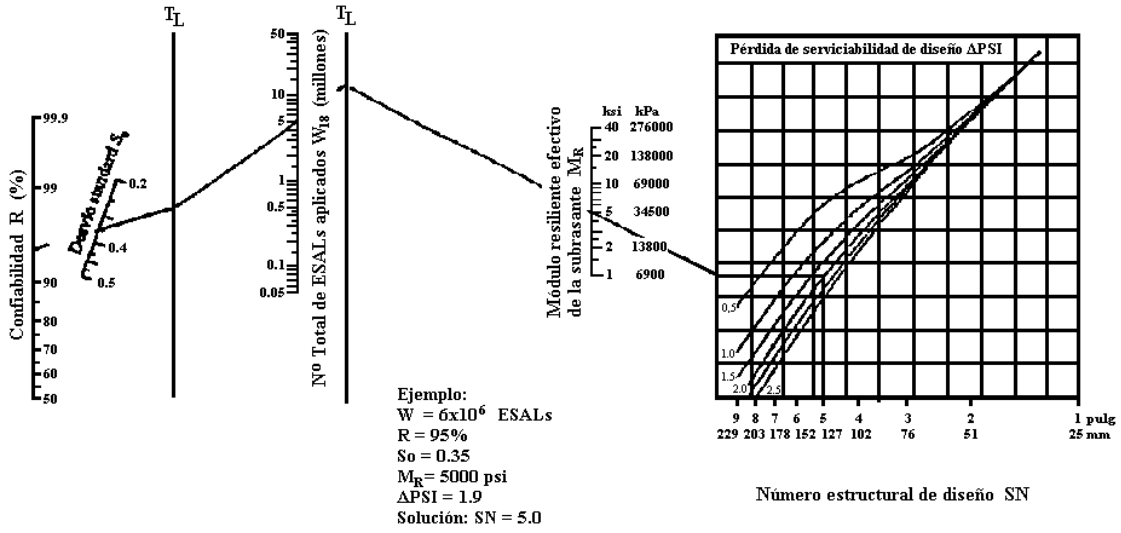


Figura IV.2. Ábaco de diseño AASHTO para pavimentos flexibles.
Fuente: AASHTO, Guide for Design of Pavement Structures 1993

IV.10. DETERMINACIÓN DE ESPESORES POR CAPAS

La estructura del pavimento flexible está formada por un sistema de varias capas, por lo cual debe dimensionarse cada una de ellas considerando sus características propias.

Una vez que el diseñador ha obtenido el Número Estructural *SN* para la sección estructural del pavimento, se requiere determinar una sección multicapa, que en conjunto provea una suficiente capacidad de soporte, equivalente al número estructural de diseño. Para este fin se utiliza la siguiente ecuación que permite obtener los espesores de la capa de rodamiento o carpeta, de la capa base y de la sub-base:

$$SN = a_1 \cdot D_1 + a_2 \cdot D_2 \cdot m_2 + a_3 \cdot D_3 \cdot m_3$$

donde:

a_1, a_2 y a_3 = Coeficientes estructurales de capa de carpeta, base y sub-base respectivamente.

D_1, D_2 y D_3 = Espesor de la carpeta, base y sub-base respectivamente, en pulgadas.

m_2 y m_3 = Coeficientes de drenaje para base y sub-base, respectivamente.

De la misma manera se deberá obtener los coeficientes estructurales de la carpeta asfáltica (a_1), de la capa base (a_2) y de la sub-base (a_3), utilizando los valores del módulo de resiliencia correspondientes a cada una de ellas.

Los coeficientes de capa a_1, a_2 y a_3 se obtienen utilizando las correlaciones de valores de diferentes pruebas de laboratorio: Módulo Resiliente, Texas Triaxial, Valor R y CBR, tal como se muestra en las siguientes figuras:

Para carpeta asfáltica.	(a_1)	Figura IV.3
Para bases granulares.	(a_2)	Figura IV.4
Para sub-bases granulares.	(a_3)	Figura IV.5
Para bases estabilizadas con cemento		Figura IV.6
Para bases estabilizadas con asfalto.		Figura IV.7

Para capas estabilizadas con cemento o asfalto y para la superficie de rodadura de concreto asfáltico, el método no considera una posible influencia de la calidad del drenaje, por lo que en la ecuación de diseño solo intervienen los valores de m_2 y m_3.

En Tabla IV.8 se muestran los espesores mínimos para carpetas asfálticas y bases granulares, sugeridos en función del tránsito.

Tabla IV.8. Espesores Mínimos, en pulgadas, en Función de los Ejes Equivalentes

Tránsito (ESAL's) En Ejes Equivalentes	**Carpetas De Concreto Asfáltico**	**Bases Granulares**
Menos de 50,000	1,0 ó T.S.	4,0
50,001 – 150,000	2,0	4,0
150,001 – 500,000	2,5	4,0
500,001 – 2'000,000	3,0	6,0
2'000,001 – 7'000,000	3,5	6,0
Mayor de 7'000,000	4,0	6,0

T.S. = Tratamiento superficial

Fuente: AASHTO, Guide for Design of Pavement Structures 1993.

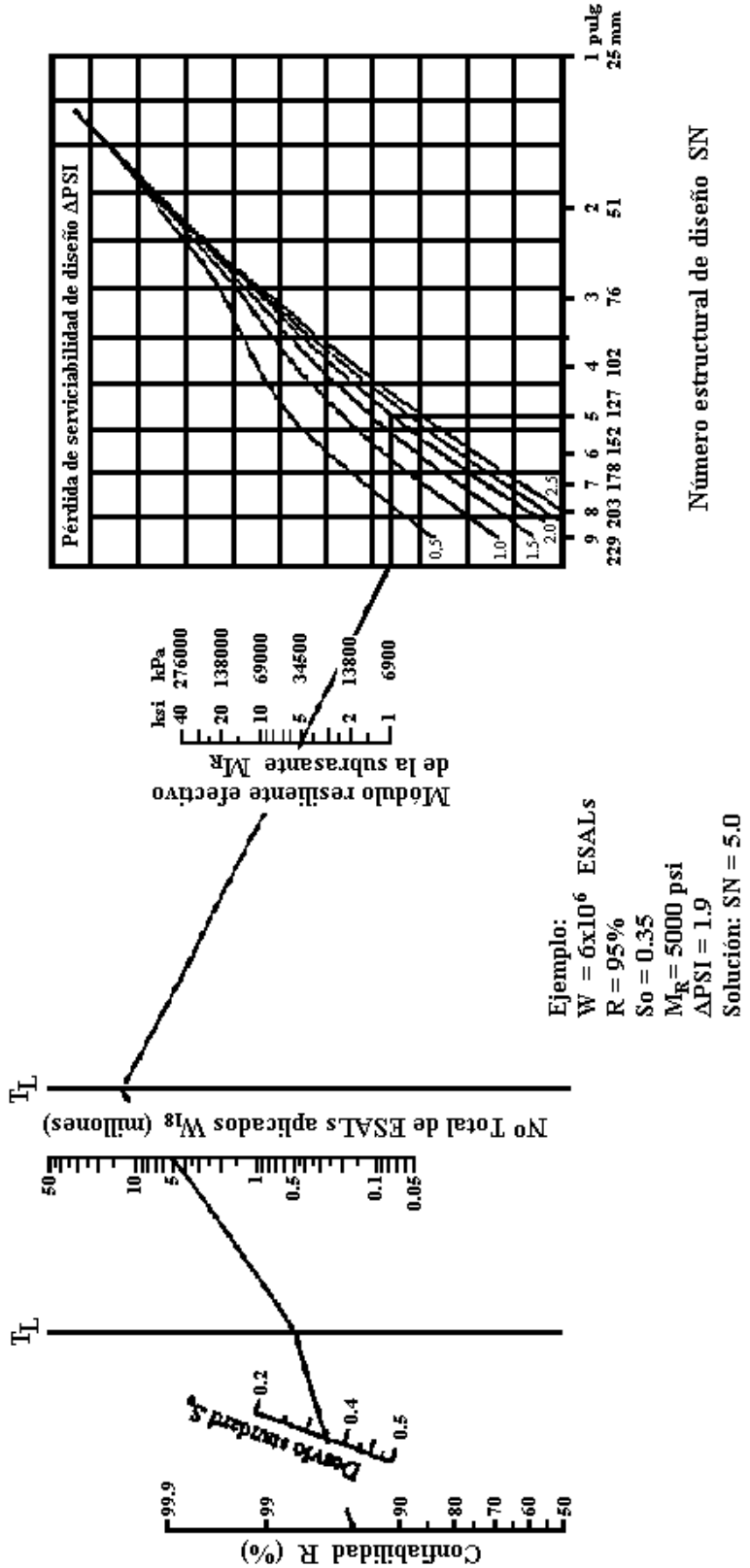


Fig. IV.2. Ábaco de diseño AASHTO para pavimentos flexibles.

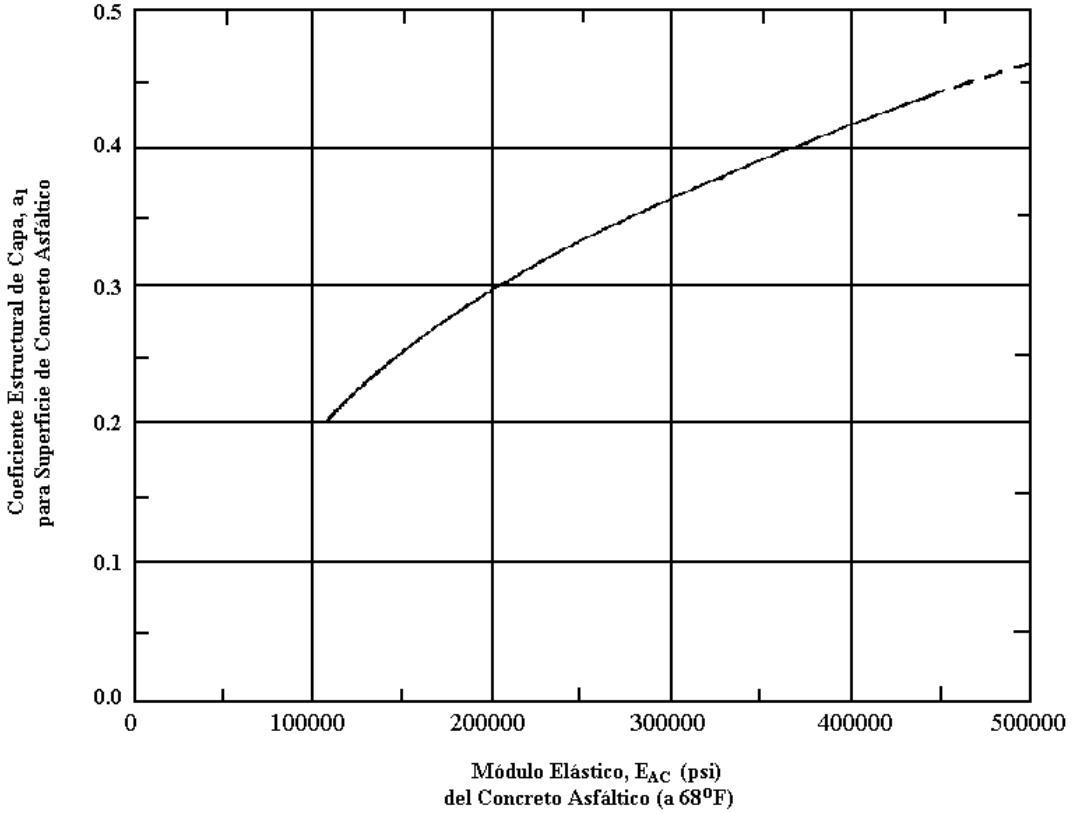


Figura IV.3. Ábaco para estimar el número estructural de la carpeta asfáltica "a_1".
Fuente: AASHTO, Guide for Design of Pavement Structures 1993

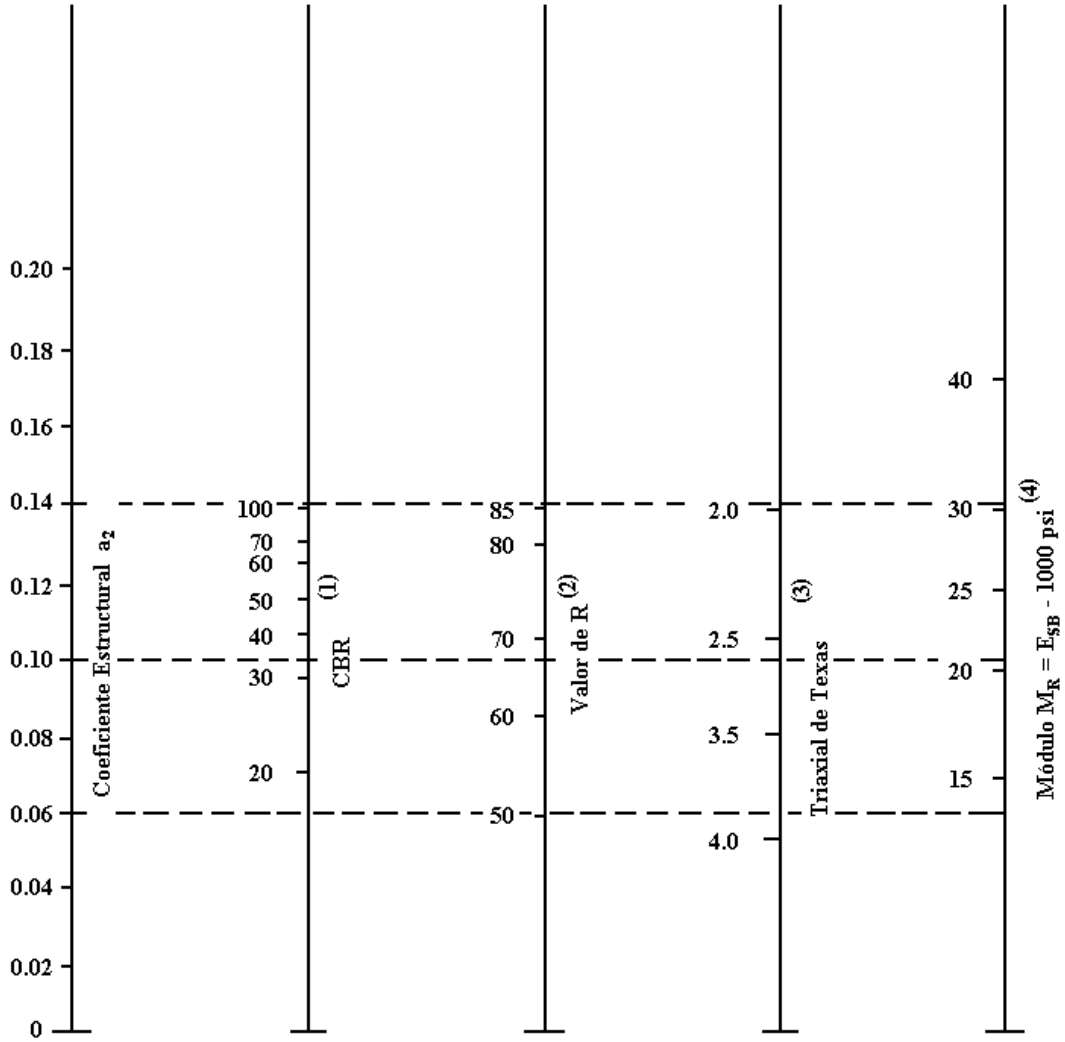
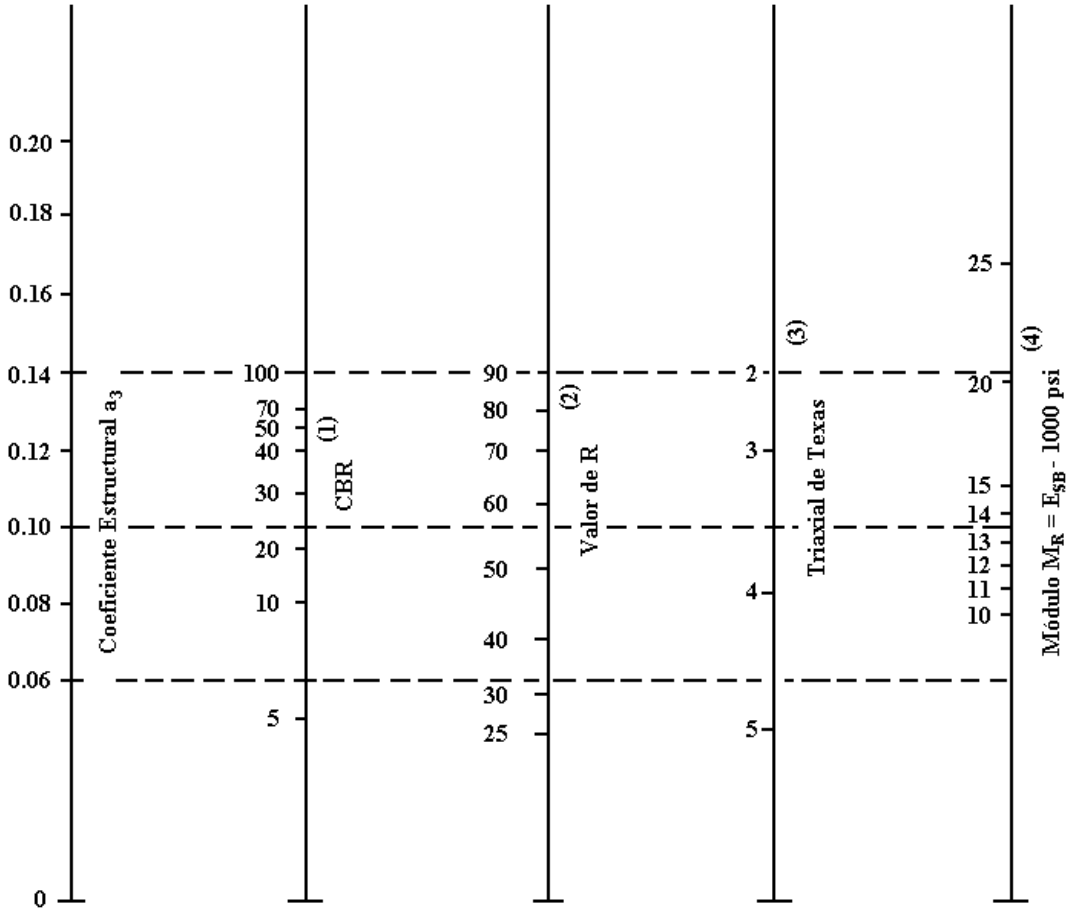
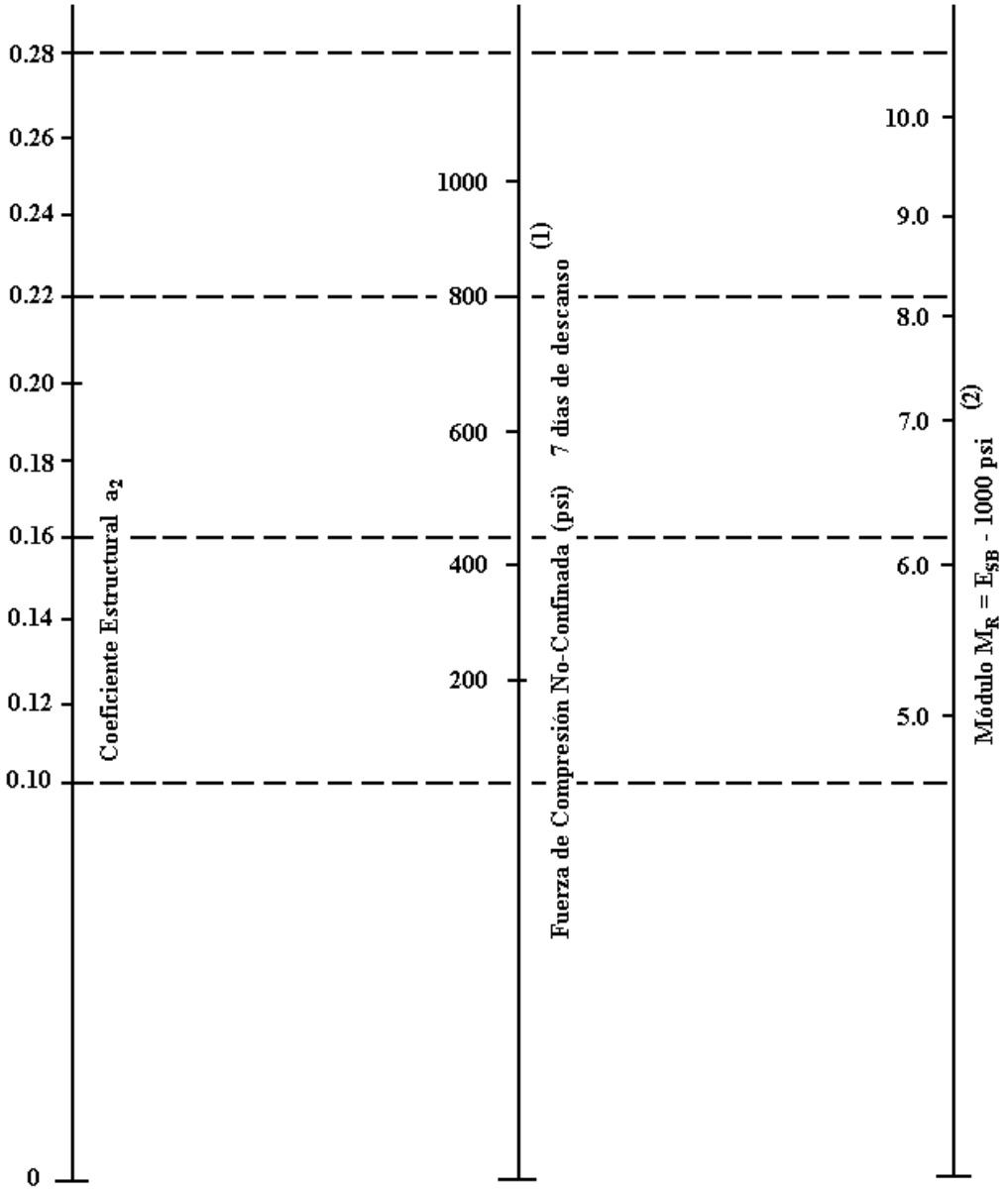


Figura IV.4. Ábaco para estimar el número estructural de la capa base granular "a_2".
Fuente: AASHTO, Guide for Design of Pavement Structures 1993



(1) Escala derivada por correlaciones promedios obtenidas de Illinois.
(2) Escala derivada por correlaciones promedios obtenidas de California, Nuevo Mexivo y Wyoming.
(3) Escala derivada por correlaciones promedios obtenidas de Texas.
(4) Escala derivada del proyecto NCHRP (3)

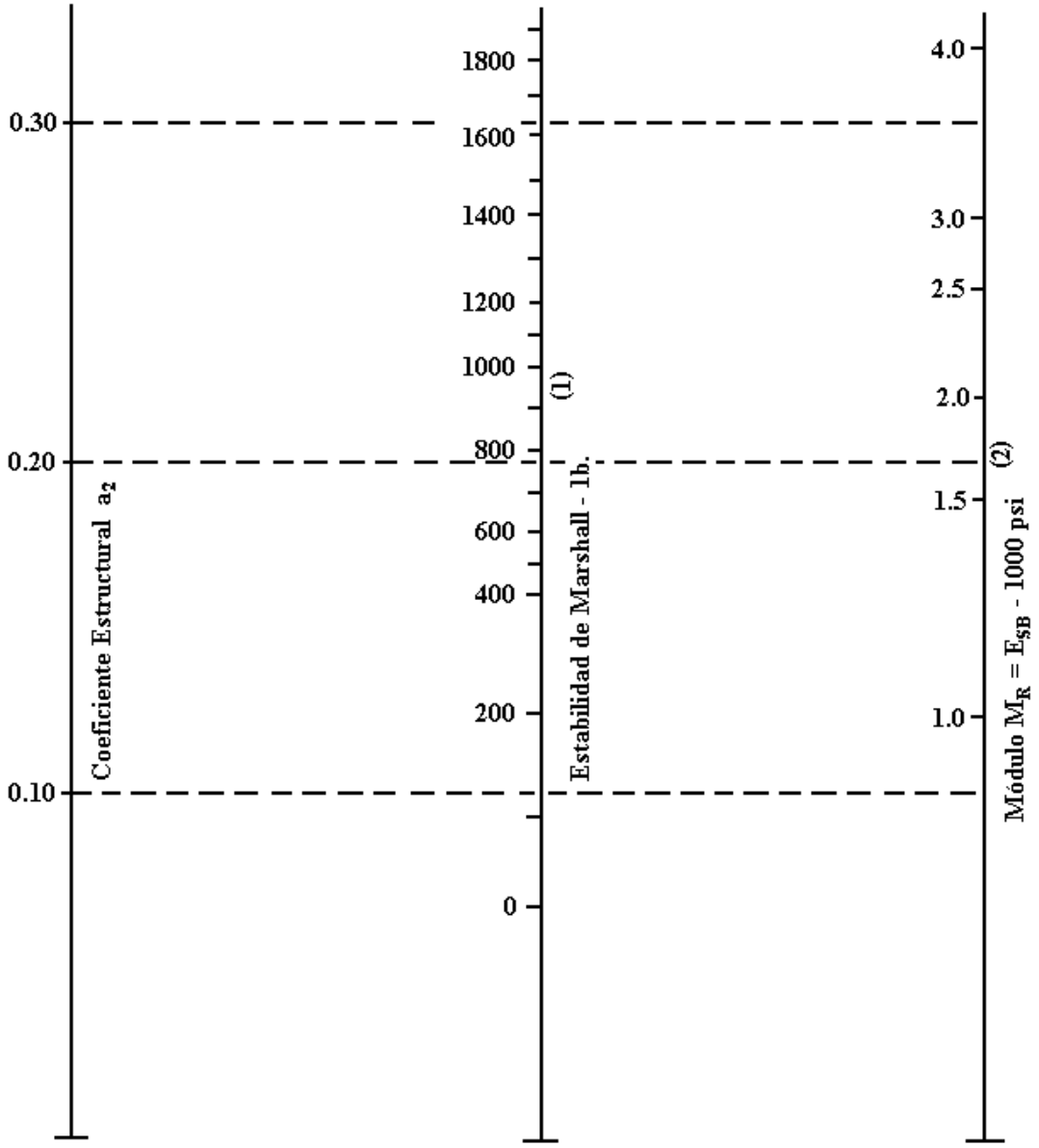
Figura IV.5. Ábaco para estimar el número estructural de la sub-base granular "a_3".
Fuente: AASHTO, Guide for Design of Pavement Structures 1993



(1) Escala derivada por correlaciones promedios de Illinois, Louisiana y Texas.
(2) Escala derivada en el proyecto NCHRP (3).

Figura IV.6. Ábaco para estimar el número estructural de la capa base estabilizada con cemento.

Fuente: AASHTO, Guide for Design of Pavement Structures 1993



(1) Escala derivada por correlaciones promedios de Illinois.
(2) Escala derivada en el proyecto NCHRP (3).

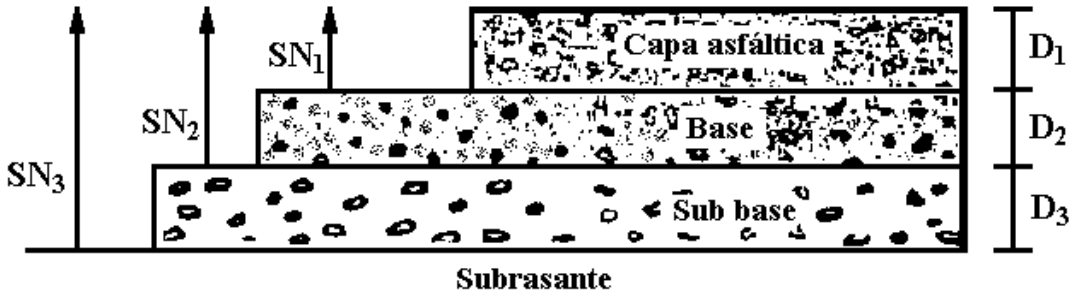
Figura IV.7. Ábaco para estimar el número estructural de la capa base estabilizada con asfalto.

Fuente: AASHTO, Guide for Design of Pavement Structures 1993

IV.11. ESPESORES MÍNIMOS EN FUNCIÓN DEL *SN*

En el control de los espesores D_1, D_2 y D_3, a través del *SN*, se busca dar protección a las capas granulares no tratadas, de las tensiones verticales excesivas que producirían deformaciones permanentes, como se muestra en el gráfico siguiente.

Los materiales son seleccionados para cada capa, de acuerdo a las recomendaciones del método, por tanto se conocen los módulos resilientes de cada capa. Usando el ábaco de la figura IV.2 se determinan los números estructurales requeridos para proteger cada capa no tratada, utilizando el módulo resiliente de la capa que es encuentra inmediatamente por debajo, por ejemplo para sacar el espesor D_1 de la carpeta se considera el M_R de la capa base y así se obtiene el SN_1 que debe ser soportado por la carpeta asfáltica, de donde:



$$D_1 \geq \frac{SN_1}{a_1}$$

Se adopta un espesor D_1 ligeramente mayor y el número estructural absorbido por esta capa será:

$$SN_1 = a_1 \cdot D_1$$

Para determinar el espesor mínimo de la capa base, se entra al ábaco con el M_R de la sub-base, para obtener el número estructural SN_2 que será absorbido por la carpeta y la capa base, de donde:

$$D_2 \geq \frac{SN_2 - SN_1}{a_2 \cdot m_2} \geq \frac{SN_b}{a_2 \cdot m_2}$$

Se adopta un espesor D_2 ligeramente mayor y el número estructural absorbido será:

$$SN_b = a_2 \cdot m_2 \cdot D_2$$ SN_b = Número estructural de la base

Finalmente para la sub-base se ingresa con el M_R que corresponde a la subrasante y se obtiene $SN_3 = SN$ para todo el paquete estructural, por tanto el espesor será:

$$D_3 \geq \frac{SN - (SN_1 - SN_2)}{a_3 \cdot m_3} \geq \frac{SN_{sb}}{a_3 \cdot m_3}$$

Se adopta un espesor D_3 ligeramente mayor y el número estructural absorbido por la sub-base será:

$$SN_3 = a_3 \cdot m_3 \cdot D_3$$ SN_{sb} = Número estructural de la sub-base

La suma de los números estructurales de las capas que constituyen el pavimento debe ser mayor o igual a:

$$SN_1 + SN_2 + SN_3 \geq SN$$

Este procedimiento no es aplicable para determinar espesores sobre capas que tengan un módulo resiliente mayor a 40.000 psi (280 MPa). En este caso los espesores se determinaran mediante criterios constructivos o de acuerdo a la relación costo-eficiencia.

Tabla IV.9. Factores equivalentes de carga, ejes simples, p_t = 2,0

Carga/eje		*SN* pulg (mm)					
(kpis)	(kN)	1,0 (25,4)	2,0 (50,8)	3,0 (76,2)	4,0 (101,6)	5,0 (127,0)	6,0 (152,4)
2	8,9	0,0002	0,0002	0,0002	0,0002	0,0002	0,0002
4	17,8	0,002	0,003	0,002	0,002	0,002	0,002
6	26,7	0,009	0,012	0,011	0,010	0,009	0,009
8	35,6	0,030	0,035	0,036	0,033	0,031	0,029
10	44,5	0,075	0,085	0,090	0,085	0,079	0,079
12	53,4	0,165	0,177	0,189	0,183	0,174	0,168
14	62,3	0,325	0,338	0,354	0,350	0,338	0,331
16	71,2	0,589	0,598	0,613	0,612	0,603	0,596
18	80,0	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
20	89,0	1,61	1,59	1,56	1,55	1,57	1,59
22	97,9	2,49	2,44	2,35	2,31	2,35	2,41
24	106,8	3,71	3,62	3,43	3,33	3,40	3,51
26	115,7	5,36	5,21	4,88	4,68	4,77	4,96
28	124,6	7,54	7,31	6,78	6,42	6,52	6,83
30	133,5	10,4	10,0	9,2	8,6	8,7	9,2
32	142,4	14,0	13,5	12,4	11,5	11,5	12,1
34	151,3	18,5	17,9	16,3	15,0	14,9	15,6
36	160,0	24,2	23,3	21,2	19,3	19,0	19,9
38	169,1	31,1	29,9	27,1	24,6	24,0	25,1
40	178,0	39,6	38,0	34,3	30,9	30,0	31,2
42	186,9	49,7	47,7	43,0	38,6	37,2	38,5
44	195,8	61,8	59,3	53,4	47,6	45,7	47,1
46	204,7	76,1	73,0	65,6	58,3	55,7	57,0
48	213,6	92,9	89,1	80,0	70,9	67,3	68,6
50	222,5	113	108	97	86	81	82

Tabla IV.10. Factores equivalentes de carga, ejes tandem, p_t = 2,0

Carga/eje		*SN* pulg (mm)					
(kpis)	(kN)	1,0 (25,4)	2,0 (50,8)	3,0 (76,2)	4,0 (101,6)	5,0 (127,0)	6,0 (152,4)
2	8,9	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
4	17,8	0,0003	0,0003	0,0003	0,0002	0,0002	0,0002
6	26,7	0,001	0,001	0,001	0,001	0,001	0,001
8	35,6	0,003	0,003	0,003	0,003	0,003	0,002
10	44,5	0,007	0,008	0,008	0,007	0,006	0,006
12	53,4	0,013	0,016	0,016	0,014	0,013	0,012
14	62,3	0,024	0,029	0,029	0,026	0,024	0,023
16	71,2	0,041	0,048	0,050	0,046	0,042	0,040
18	80,0	0,066	0,077	0,081	0,075	0,069	0,066
20	89,0	0,103	0,117	0,124	0,117	0,109	0,105
22	97,9	0,156	0,171	0,183	0,174	0,164	0,158
24	106,8	0,227	0,244	0,260	0,252	0,239	0,231
26	115,7	0,322	0,340	0,360	0,353	0,338	0,329
28	124,6	0,447	0,465	0,487	0,481	0,466	0,455
30	133,5	0,607	0,623	0,646	0,643	0,627	0,617
32	142,4	0,810	0,823	0,843	0,842	0,829	0,819
34	151,3	1,06	1,07	1,08	1,08	1,08	1,07
36	160,0	1,38	1,38	1,38	1,38	1,38	1,38
38	169,1	1,76	1,75	1,73	1,72	1,73	1,74
40	178,0	2,22	2,19	2,15	2,13	2,16	2,18
42	186,9	2,77	2,73	2,64	2,62	2,66	2,70
44	195,8	3,42	3,36	3,23	3,18	3,24	3,31
46	204,7	4,20	4,11	3,92	3,83	3,91	4,02
48	213,6	5,10	4,98	4,72	4,58	4,68	4,83
50	222,5	6,15	5,99	5,64	5,44	5,56	5,77
52	231,4	7,37	7,16	6,71	6,43	6,56	6,83
54	240,3	8,77	8,51	7,93	7,55	7,69	8,03
56	249,2	10,4	10,1	9,3	8,8	9,0	9,4
58	258,1	12,2	11,8	10,9	10,3	10,4	10,9
60	267,0	14,3	13,8	12,7	11,9	12,0	12,6
62	275,9	16,6	16,0	14,7	13,7	13,8	14,5
64	284,7	19,3	18,6	17,0	15,8	15,8	16,6
66	293,6	22,2	21,4	19,6	18,0	18,0	18,9
68	302,5	25,5	24,6	22,4	20,6	20,5	21,5
70	311,4	29,2	28,1	25,6	23,4	23,2	24,3
72	320,3	33,3	32,0	29,1	26,5	26,2	27,4
74	329,2	37,8	36,4	33,0	30,0	29,4	30,8
76	338,1	42,8	41,2	37,3	33,8	33,1	34,5
78	347,0	48,4	46,5	42,0	38,0	37,0	38,6
80	355,9	54,4	52,3	47,2	42,5	41,3	43,0
82	364,8	61,1	58,7	52,9	47,6	46,0	47,8
84	373,7	68,4	65,7	59,2	53,0	51,2	53,0
86	382,6	76,3	73,3	66,0	59,0	56,8	58,6
88	391,5	85,0	81,6	73,4	65,5	62,8	64,7
90	400,4	94,4	90,6	81,5	72,6	69,4	71,3

Tabla IV.11. Factores equivalentes de carga, ejes tridem, p_t = 2,0

Carga/eje		*SN* pulg (mm)					
(kpis)	(kN)	1,0 (25,4)	2,0 (50,8)	3,0 (76,2)	4,0 (101,6)	5,0 (127,0)	6,0 (152,4)
2	8,9	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
4	17,8	0,0001	0,0001	0,0001	0,0001	0,0001	0,0001
6	26,7	0,0004	0,0004	0,0003	0,0003	0,0003	0,0003
8	35,6	0,0009	0,0010	0,0009	0,0008	0,0007	0,0007
10	44,5	0,002	0,002	0,002	0,002	0,002	0,001
12	53,4	0,004	0,004	0,004	0,003	0,003	0,003
14	62,3	0,006	0,007	0,007	0,006	0,006	0,005
16	71,2	0,010	0,012	0,012	0,010	0,009	0,009
18	80,0	0,016	0,019	0,019	0,017	0,015	0,015
20	89,0	0,024	0,029	0,029	0,026	0,024	0,023
22	97,9	0,034	0,042	0,042	0,038	0,035	0,034
24	106,8	0,049	0,058	0,060	0,055	0,051	0,048
26	115,7	0,068	0,080	0,083	0,077	0,071	0,068
28	124,6	0,093	0,107	0,113	0,105	0,098	0,094
30	133,5	0,125	0,140	0,149	0,140	0,131	0,126
32	142,4	0,164	0,182	0,194	0,184	0,173	0,167
34	151,3	0,213	0,233	0,248	0,238	0,225	0,217
36	160,0	0,273	0,294	0,313	0,303	0,288	0,279
38	169,1	0,346	0,368	0,390	0,381	0,364	0,353
40	178,0	0,434	0,456	0,481	0,473	0,454	0,443
42	186,9	0,538	0,560	0,587	0,580	0,561	0,548
44	195,8	0,662	0,682	0,710	0,705	0,686	0,673
46	204,7	0,807	0,825	0,852	0,849	0,831	0,818
48	213,6	0,976	0,992	1,015	1,014	0,999	0,987
50	222,5	1,17	1,18	1,20	1,20	1,19	1,18
52	231,4	1,40	1,40	1,42	1,42	1,41	1,40
54	240,3	1,66	1,66	1,66	1,66	1,66	1,66
56	249,2	1,95	1,95	1,93	1,93	1,94	1,94
58	258,1	2,29	2,27	2,24	2,23	2,25	2,27
60	267,0	2,67	2,64	2,59	2,57	2,60	2,63
62	275,9	3,10	3,06	2,98	2,95	2,99	3,04
64	284,7	3,59	3,53	3,41	3,37	3,42	3,49
66	293,6	4,13	4,05	3,89	3,83	3,90	3,99
68	302,5	4,73	4,63	4,43	4,34	4,42	4,54
70	311,4	5,40	5,28	5,03	4,90	5,00	5,15
72	320,3	6,15	6,00	5,68	5,52	5,63	5,82
74	329,2	6,97	6,79	6,41	6,20	6,33	6,56
76	338,1	7,88	7,67	7,21	6,94	7,08	7,36
78	347,0	8,88	8,63	8,09	7,75	7,90	8,23
80	355,9	9,98	9,69	9,05	8,63	8,79	9,18
82	364,8	11,2	10,8	10,1	9,6	9,8	10,2
84	373,7	12,5	12,1	11,2	10,6	10,8	11,3
86	382,6	13,9	13,5	12,5	11,8	11,9	12,5
88	391,5	15,5	15,0	13,8	13,0	13,2	13,8
90	400,4	17,2	16,6	15,3	14,3	14,5	15,2

Tabla IV.12. Factores equivalentes de carga, ejes simples, p_t = 2,5

Carga/eje		*SN* pulg (mm)					
(kpis)	(kN)	1,0 (25,4)	2,0 (50,8)	3,0 (76,2)	4,0 (101,6)	5,0 (127,0)	6,0 (152,4)
2	8,9	0,0004	0,0004	0,0004	0,0004	0,0004	0,0004
4	17,8	0,003	0,004	0,004	0,003	0,002	0,002
6	26,7	0,011	0,017	0,017	0,013	0,010	0,009
8	35,6	0,032	0,047	0,051	0,041	0,034	0,031
10	44,5	0,078	0,102	0,118	0,102	0,088	0,080
12	53,4	0,168	0,198	0,229	0,213	0,189	0,176
14	62,3	0,328	0,358	0,399	0,388	0,360	0,342
16	71,2	0,591	0,613	0,646	0,645	0,623	0,606
18	80,0	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
20	89,0	1,61	1,57	1,49	1,47	1,51	1,55
22	97,9	2,48	2,38	2,17	2,09	2,18	2,30
24	106,8	3,69	3,49	3,09	2,89	3,03	3,27
26	115,7	5,33	4,99	4,31	3,91	4,09	4,48
28	124,6	7,49	6,98	5,90	5,21	5,39	5,98
30	133,5	10,3	9,5	7,9	6,8	7,0	7,8
32	142,4	13,9	12,8	10,5	8,8	8,9	10,0
34	151,3	18,4	16,9	13,7	11,3	11,2	12,5
36	160,0	24,0	22,0	17,7	14,4	13,9	15,5
38	169,1	30,9	28,3	22,6	18,1	17,2	19,0
40	178,0	39,3	35,9	28,5	22,5	21,1	23,0
42	186,9	49,3	45,0	35,6	27,8	25,6	27,7
44	195,8	61,3	55,9	44,0	34,0	31,0	33,1
46	204,7	75,5	68,8	54,0	41,4	37,2	39,3
48	213,6	92,2	83,9	65,7	50,1	44,5	46,5
50	222,5	112	102	79	60	53	55,0

Tabla IV.13. Factores equivalentes de carga, ejes tandem, p_t = 2,5

Carga/eje		*SN* pulg (mm)					
(kpis)	(kN)	1,0 (25,4)	2,0 (50,8)	3,0 (76,2)	4,0 (101,6)	5,0 (127,0)	6,0 (152,4)
2	8,9	0,0001	0,0001	0,0001	0,0000	0,0000	0,0000
4	17,8	0,0005	0,0005	0,0004	0,0003	0,0003	0,0002
6	26,7	0,002	0,002	0,002	0,001	0,001	0,001
8	35,6	0,004	0,006	0,005	0,004	0,003	0,003
10	44,5	0,008	0,013	0,011	0,009	0,007	0,006
12	53,4	0,015	0,024	0,023	0,018	0,014	0,013
14	62,3	0,026	0,041	0,042	0,033	0,027	0,024
16	71,2	0,044	0,065	0,070	0,057	0,047	0,043
18	80,0	0,070	0,097	0,109	0,092	0,077	0,070
20	89,0	0,107	0,141	0,162	0,141	0,121	0,110
22	97,9	0,160	0,198	0,229	0,207	0,180	0,166
24	106,8	0,231	0,273	0,315	0,292	0,260	0,242
26	115,7	0,327	0,370	0,420	0,401	0,364	0,342
28	124,6	0,451	0,493	0,548	0,534	0,495	0,470
30	133,5	0,611	0,648	0,703	0,695	0,658	0,633
32	142,4	0,813	0,843	0,889	0,887	0,857	0,834
34	151,3	1,06	1,08	1,11	1,11	1,09	1,08
36	160,0	1,38	1,38	1,38	1,38	1,38	1,38
38	169,1	1,75	1,73	1,69	1,68	1,70	1,73
40	178,0	2,21	2,16	2,06	2,03	2,08	2,14
42	186,9	2,76	2,67	2,49	2,43	2,51	2,61
44	195,8	3,41	3,27	2,99	2,88	3,00	3,16
46	204,7	4,18	3,98	3,58	3,40	3,55	3,79
48	213,6	5,08	4,80	4,25	3,98	4,17	4,49
50	222,5	6,12	5,76	5,03	4,64	4,86	5,28
52	231,4	7,33	6,87	5,93	5,38	5,63	6,17
54	240,3	8,72	8,14	6,95	6,22	6,47	7,15
56	249,2	10,3	9,6	8,1	7,2	7,4	8,2
58	258,1	12,1	11,3	9,4	8,2	8,4	9,4
60	267,0	14,2	13,1	10,9	9,4	9,6	10,7
62	275,9	16,5	15,3	12,6	10,7	10,8	12,1
64	284,7	19,1	17,6	14,5	12,2	12,2	13,7
66	293,6	22,1	20,3	16,6	13,8	13,7	15,4
68	302,5	25,3	23,3	18,9	15,6	15,4	17,2
70	311,4	29,0	26,6	21,5	17,6	17,2	19,2
72	320,3	33,0	30,3	24,4	19,8	19,2	21,3
74	329,2	27,5	34,4	27,6	22,2	21,6	23,6
76	338,1	42,5	38,9	31,1	24,8	23,7	26,1
78	347,0	48,0	43,9	35,0	27,8	26,2	28,8
80	355,9	54,0	49,4	39,2	30,9	29,0	31,7
82	364,8	60,6	55,4	43,9	34,4	32,0	34,8
84	373,7	67,8	61,9	49,0	38,2	35,3	38,1
86	382,6	75,7	69,1	54,5	42,3	38,8	41,7
88	391,5	84,3	76,9	60,6	46,8	42,6	45,6
90	400,4	93,7	85,4	67,1	51,7	46,8	49,7

Tabla IV.14. Factores equivalentes de carga, ejes tridem, p_t = 2,5

Carga/eje		*SN* pulg (mm)					
(kpis)	(kN)	1,0 (25,4)	2,0 (50,8)	3,0 (76,2)	4,0 (101,6)	5,0 (127,0)	6,0 (152,4)
2	8,9	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
4	17,8	0,0002	0,0002	0,0002	0,0001	0,0001	0,0001
6	26,7	0,0006	0,0007	0,0005	0,0004	0,0003	0,0003
8	35,6	0,001	0,002	0,001	0,001	0,001	0,001
10	44,5	0,003	0,004	0,003	0,002	0,002	0,002
12	53,4	0,005	0,007	0,006	0,004	0,003	0,003
14	62,3	0,008	0,012	0,010	0,008	0,006	0,006
16	71,2	0,012	0,019	0,018	0,013	0,011	0,010
18	80,0	0,018	0,029	0,028	0,021	0,017	0,016
20	89,0	0,027	0,042	0,042	0,032	0,027	0,024
22	97,9	0,038	0,058	0,060	0,048	0,040	0,036
24	106,8	0,053	0,078	0,084	0,068	0,057	0,051
26	115,7	0,072	0,103	0,114	0,095	0,080	0,072
28	124,6	0,098	0,133	0,151	0,128	0,109	0,099
30	133,5	0,129	0,169	0,195	0,170	0,145	0,133
32	142,4	0,169	0,123	0,247	0,220	0,191	0,175
34	151,3	0,219	0,266	0,308	0,281	0,246	0,228
36	160,0	0,279	0,329	0,379	0,352	0,313	0,292
38	169,1	0,352	0,403	0,461	0,436	0,393	0,368
40	178,0	0,439	0,491	0,554	0,533	0,487	0,459
42	186,9	0,543	0,594	0,661	0,644	0,597	0,567
44	195,8	0,666	0,714	0,781	0,769	0,723	0,692
46	204,7	0,811	0,854	0,918	0,911	0,868	0,838
48	213,6	0,979	1,015	1,072	1,069	1,033	1,005
50	222,5	1,17	1,20	1,24	1,25	1,22	1,20
52	231,4	1,40	1,41	1,44	1,44	1,43	1,41
54	240,3	1,66	1,66	1,66	1,66	1,66	1,66
56	249,2	1,95	1,93	1,90	1,90	1,91	1,93
58	258,1	2,29	2,25	2,17	2,16	2,20	2,24
60	267,0	2,67	2,60	2,48	2,44	2,51	2,58
62	275,9	3,09	3,00	2,82	2,76	2,85	2,95
64	284,7	3,57	3,44	3,19	3,10	3,22	3,36
66	293,6	4,11	3,94	3,61	3,47	3,62	3,81
68	302,5	4,71	4,49	4,06	3,88	4,05	4,30
70	311,4	5,38	5,11	4,57	4,32	4,52	4,84
72	320,3	6,12	5,79	5,13	4,80	5,03	5,41
74	329,2	6,93	6,54	5,74	5,32	5,57	6,04
76	338,1	7,84	7,37	6,41	5,88	6,15	6,71
78	347,0	8,83	8,28	7,14	6,49	6,78	7,43
80	355,9	9,92	9,28	7,95	7,15	7,45	8,21
82	364,8	11,1	10,4	8,8	7,9	8,2	9,0
84	373,7	12,4	11,6	9,8	8,6	8,9	9,9
86	382,6	13,8	12,9	10,8	9,5	9,8	10,9
88	391,5	15,4	14,3	11,9	10,4	10,6	11,9
90	400,4	17,1	15,8	13,2	11,3	11,6	12,9

Tabla IV.15. Factores equivalentes de carga, ejes simples, p_t = 3,0

Carga/eje		*SN* pulg (mm)					
(kpis)	(kN)	1,0 (25,4)	2,0 (50,8)	3,0 (76,2)	4,0 (101,6)	5,0 (127,0)	6,0 (152,4)
2	8,9	0,0008	0,0009	0,0006	0,0003	0,0002	0,0002
4	17,8	0,004	0,008	0,006	0,004	0,002	0,002
6	26,7	0,014	0,030	0,028	0,018	0,012	0,010
8	35,6	0,035	0,070	0,080	0,055	0,040	0,034
10	44,5	0,082	0,132	0,168	0,132	0,101	0,086
12	53,4	0,173	0,231	0,296	0,260	0,212	0,187
14	62,3	0,332	0,388	0,468	0,447	0,391	0,358
16	71,2	0,594	0,633	0,695	0,693	0,651	0,622
18	80,0	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
20	89,0	1,60	1,53	1,41	1,38	1,44	1,51
22	97,9	2,47	2,29	1,96	1,83	1,97	2,16
24	106,8	3,67	3,33	2,69	2,39	2,60	2,96
26	115,7	5,29	4,72	3,65	3,08	3,33	3,91
28	124,6	7,43	6,56	4,88	3,93	4,17	5,00
30	133,5	10,2	8,9	6,5	5,0	5,1	6,3
32	142,4	13,8	12,0	8,4	6,2	6,3	7,7
34	151,3	18,2	15,7	10,9	7,8	7,6	9,3
36	160,0	23,8	20,4	14,0	9,7	9,1	11,0
38	169,1	30,6	26,2	17,7	11,9	11,0	13,0
40	178,0	38,8	33,2	22,2	14,6	13,1	15,3
42	186,9	48,8	41,6	27,6	17,8	15,5	17,8
44	195,8	60,6	51,6	34,0	21,6	18,4	20,6
46	204,7	74,7	63,4	41,5	26,1	21,6	23,8
48	213,6	91,2	77,3	50,3	31,3	25,4	27,4
50	222,5	110	94	61	37	30	32

Tabla IV.16. Factores equivalentes de carga, ejes tandem, p_t = 3,0

Carga/eje		*SN* pulg (mm)					
(kpis)	(kN)	1,0 (25,4)	2,0 (50,8)	3,0 (76,2)	4,0 (101,6)	5,0 (127,0)	6,0 (152,4)
2	8,9	0,0002	0,0002	0,0001	0,0001	0,0000	0,0000
4	17,8	0,001	0,001	0,001	0,000	0,000	0,000
6	26,7	0,003	0,004	0,003	0,002	0,001	0,001
8	35,6	0,006	0,011	0,009	0,005	0,003	0,003
10	44,5	0,011	0,024	0,020	0,012	0,008	0,007
12	53,4	0,019	0,042	0,039	0,024	0,017	0,014
14	62,3	0,031	0,066	0,068	0,045	0,032	0,026
16	71,2	0,049	0,096	0,109	0,076	0,055	0,046
18	80,0	0,075	0,134	0,164	0,121	0,090	0,076
20	89,0	0,113	0,181	0,232	0,182	0,139	0,119
22	97,9	0,166	0,241	0,313	0,260	0,205	0,178
24	106,8	0,238	0,317	0,407	0,358	0,292	0,257
26	115,7	0,333	0,413	0,517	0,476	0,402	0,360
28	124,6	0,457	0,534	0,643	0,614	0,538	0,492
30	133,5	0,616	0,684	0,788	0,773	0,702	0,656
32	142,4	0,817	0,870	0,956	0,953	0,896	0,855
34	151,3	1,07	1,10	1,15	1,15	1,12	1,09
36	160,0	1,38	1,38	1,38	1,38	1,38	1,38
38	169,1	1,75	1,71	1,64	1,62	1,66	1,70
40	178,0	2,21	2,11	1,94	1,89	1,98	2,08
42	186,9	2,75	2,59	2,29	2,19	2,33	2,50
44	195,8	3,39	3,15	2,70	2,52	2,71	2,97
46	204,7	4,15	3,81	3,16	2,89	3,13	3,50
48	213,6	5,04	4,58	3,70	3,29	3,57	4,07
50	222,5	6,08	5,47	4,31	3,74	4,05	4,70
52	231,4	7,27	6,49	5,01	4,24	4,57	5,37
54	240,3	8,65	7,67	5,81	4,79	5,13	6,10
56	249,2	10,2	9,0	6,7	5,4	5,7	6,9
58	258,1	12,0	10,6	7,7	6,1	6,4	7,7
60	267,0	14,1	12,3	8,9	6,8	7,1	8,6
62	275,9	16,3	14,3	10,2	7,7	7,8	9,5
64	284,7	18,9	16,4	11,6	8,6	8,6	10,5
66	293,6	21,8	18,9	13,2	9,6	9,5	11,6
68	302,5	25,1	21,7	15,0	10,7	10,5	12,7
70	311,4	28,7	24,7	17,0	12,0	11,5	13,9
72	320,3	32,7	28,1	19,2	13,3	12,6	15,2
74	329,2	37,2	31,9	21,6	14,8	13,8	16,5
76	338,1	42,1	36,0	24,3	16,4	15,1	17,9
78	347,0	47,5	40,6	27,3	18,2	16,5	19,4
80	355,9	53,4	45,7	30,5	20,1	18,0	21,0
82	364,8	60,0	51,2	34,0	22,2	19,6	22,7
84	373,7	67,1	57,2	37,9	24,6	21,3	24,5
86	382,6	74,9	63,8	42,1	27,1	23,2	26,4
88	391,5	83,4	71,0	46,7	29,8	25,2	28,4
90	400,4	92,7	78,8	51,7	32,7	27,4	30,5

Tabla IV.17. Factores equivalentes de carga, ejes tridem, p_t = 3,0

Carga/eje		*SN* pulg (mm)					
(kpis)	(kN)	1,0 (25,4)	2,0 (50,8)	3,0 (76,2)	4,0 (101,6)	5,0 (127,0)	6,0 (152,4)
2	8,9	0,0001	0,0001	0,0001	0,0000	0,0000	0,0000
4	17,8	0,0005	0,0004	0,0003	0,0002	0,0001	0,0001
6	26,7	0,001	0,001	0,001	0,001	0,001	0,001
8	35,6	0,003	0,004	0,002	0,001	0,001	0,001
10	44,5	0,005	0,008	0,005	0,003	0,002	0,002
12	53,4	0,007	0,014	0,010	0,006	0,004	0,003
14	62,3	0,011	0,023	0,018	0,011	0,007	0,006
16	71,2	0,016	0,035	0,030	0,018	0,013	0,010
18	80,0	0,022	0,050	0,047	0,029	0,020	0,017
20	89,0	0,031	0,069	0,069	0,044	0,031	0,026
22	97,9	0,043	0,090	0,097	0,065	0,046	0,039
24	106,8	0,059	0,116	0,132	0,092	0,066	0,056
26	115,7	0,079	0,145	0,174	0,126	0,092	0,078
28	124,6	0,104	0,179	0,223	0,168	0,126	0,107
30	133,5	0,136	0,218	0,279	0,219	0,167	0,143
32	142,4	0,176	0,265	0,342	0,279	0,218	0,188
34	151,3	0,226	0,319	0,413	0,350	0,279	0,243
36	160,0	0,286	0,382	0,491	0,432	0,352	0,310
38	169,1	0,359	0,456	0,577	0,524	0,437	0,389
40	178,0	0,447	0,543	0,671	0,626	0,536	0,483
42	186,9	0,550	0,643	0,775	0,740	0,649	0,593
44	195,8	0,673	0,760	0,889	0,865	0,777	0,720
46	204,7	0,817	0,894	1,014	1,001	0,920	0,865
48	213,6	0,984	1,048	1,152	1,148	1,080	1,030
50	222,5	1,18	1,23	1,30	1,31	1,26	1,22
52	231,4	1,40	1,43	1,47	1,48	1,45	1,43
54	240,3	1,66	1,66	1,66	1,66	1,66	1,66
56	249,2	1,95	1,92	1,86	1,85	1,88	1,91
58	258,1	2,28	2,21	2,09	2,06	2,13	2,20
60	267,0	2,66	2,54	2,34	2,28	2,39	2,50
62	275,9	3,08	2,92	2,61	2,52	2,66	2,84
64	284,7	3,56	3,33	2,92	2,77	2,96	3,19
66	293,6	4,09	3,79	3,25	3,04	3,27	3,58
68	302,5	4,68	4,31	3,62	3,33	3,60	4,00
70	311,4	5,34	4,88	4,02	3,64	3,94	4,44
72	320,3	6,08	5,51	4,46	3,97	4,31	4,91
74	329,2	6,89	6,21	4,94	4,32	4,69	5,40
76	338,1	7,78	6,98	5,47	4,70	5,09	5,93
78	347,0	8,76	7,83	6,04	5,11	5,51	6,48
80	355,9	9,84	8,75	6,67	5,54	5,96	7,06
82	364,8	11,0	9,8	7,4	6,0	6,4	7,7
84	373,7	12,3	10,9	8,1	6,5	6,9	8,3
86	382,6	13,7	12,1	8,9	7,0	7,4	9,0
88	391,5	15,3	13,4	9,8	7,6	8,0	9,6
90	400,4	16,9	14,8	10,7	8,2	8,5	10,4

IV.12. PROBLEMAS RESUELTOS

PROBLEMA 1.

Calcular el paquete estructural en base al criterio de espesores mínimos siendo:

R = 90%

S_0 = 0,35

W_{18} = 3,5 x 10^5 ESALs

ΔPSI = 2,5

Propiedades de los materiales

Material	M_R MPa (psi)	a_i	m_i
Concreto Asfáltico	3100 (450000)	0,44	-------
Base piedra partida	276 (40000)	0,17	0,8
Sub-base granular	97 (14000)	0,1	0,7
Subrasante	34 (5000)	-------	-------

De acuerdo a los módulos resilientes se obtiene:

SN = 3,1 pulg.

SN_b = 1,4 pulg para proteger la base.

SN_{sb} = 2,2 pulg para proteger la sub-base.

$$D_1 \geq \frac{1,4}{0,44} = 3,18'', \text{ adoptamos } 3,2'' \qquad SN_1 = a_1 \cdot D_1 = 0,44 \cdot 3,2 = 1,41$$

$$D_2 \geq \frac{SN_2 - SN_1}{a_2 \cdot m_2} = \frac{2,2 - 1,41}{0,17 \cdot 0,80} = 5,81'', \text{ adoptamos } 6,0''$$

$$SN_b = a_2 \cdot m_2 \cdot D_2 = 0{,}17 \cdot 0{,}80 \cdot 6{,}0 = 0{,}82$$

$$D_3 \geq \frac{SN - (SN_1 + SN_2)}{a_3 \cdot m_3} = \frac{3{,}1 - (1{,}41 + 0{,}82)}{0{,}10 \cdot 0{,}70} = 12{,}43\text{", adoptamos } 12{,}5\text{"}$$

$$SN_3 = a_3 \cdot m_3 \cdot D_3 = 0{,}10 \cdot 0{,}70 \cdot 12{,}5 = 0{,}87$$

$$SN_1 + SN_2 + SN_3 = 1{,}41 + 0{,}82 + 0{,}87 = 3{,}18 > 3{,}1$$

Muy frecuentemente puede preverse la construcción por etapas para lograr economía y mejor comportamiento del pavimento. Un posible método es proyectar para periodos de diseño relativamente cortos, por ejemplo cinco años o menos, previendo los refuerzos que puedan ser necesarios. Otro método es proyectar para un periodo de de diseño 20 años por ejemplo reduciendo después el espesor en 3 ó 5 cm y previendo añadir el espesor restante cuando el índice de serviciabilidad se aproxime a 2,5.

PROBLEMA 2.

Diseñar un pavimento con las siguientes características:

Ubicación: rural
Clasificación: primaria

Datos De Tránsito
Tránsito anual inicial esperado (ambas direcciones) = 6 x 10^4 ESALs
Distribución direccional *DD* = 0,50
Distribución de camiones *TD* = 0,70
Crecimiento de camiones (por año) = 0% (Sin crecimiento)

Propiedades de Materiales

Módulo del concreto asfáltico M_{AC} = 3450 MPa = 500000 psi

Módulo resiliente base granular M_B = 172 MPa = 25000 psi

Módulo resiliente sub-base granular M_{SB} = 82,7 MPa = 12000 psi

Módulo resiliente subrasante:

Invierno (med. Diciembre-fines Febrero) M_R = 207 MPa = 30000 psi

Primavera (med. Marzo-fines. Abril) M_R = 6,89 MPa = 1000 psi

Verano y Otoño (princ. Mayo-med. Diciembre) M_R = 34,5 MPa = 5000 psi

Solución:

Algunas variables de entrada deben seleccionarse en base a la importancia funcional del pavimento, consideraciones de construcción por etapas, conocimiento de la calidad de la construcción y experiencia. Así se adoptan este tipo de variables:

Período de vida útil = 10 años

Período de análisis (incluye una rehabilitación) = 20 años

Confiabilidad en el período de análisis: R = 90%

Desviación estándar de todas las variables: S_0 = 0,35

Serviciabilidad inicial: p_0 = 5

Serviciabilidad final: p_t = 2,5

En cada etapa la confiabilidad será $R = (0{,}90)^{½} = 0{,}95 = 95\%$

El tránsito esperado para el final de la vida útil será:

W_{18} = Factor de crecimiento tránsito · tránsito inicial · DD · TD

$= 10 \cdot 6 \times 10^4$ ESALs $\cdot$ 0,50 $\cdot$ 0,70 = $2{,}1 \times 10^5$ ESALs

El módulo efectivo de la subrasante es: M_R = 14,15 MPa = 2100 psi

Variación de serviciabilidad $\Delta PSI = p_0 - p_t = 5 - 2,5 = 2,5$ por tránsito

Para R = 95%, S_0 = 0,35, W_{18} = 2,1 x 10^5 ESALs, M_R = 2100 psi y ΔPSI = 2,5 corresponde SN = 96,52 mm (3,8 pulg.), con:

SN_1 = 40,64 mm (1,6 pulg.) para protección de base
SN_2 = 58,42 mm (2,3 pulg.) para protección de sub-base

Los coeficientes estructurales o de capa, función de la calidad de los materiales que forman cada capa, son:

Concreto asfáltico:	a_1 = 0,46
Base:	a_2 = 0,12
Sub-base:	a_3 = 0, 9

La base tiene buen drenaje y estará saturada menos del 5% del tiempo, por lo que m_2 = 1,12. La sub-base tiene características de drenaje pobre y estará saturada el 25% del tiempo, correspondiéndole un coeficiente de drenaje m_3 = 0,85.

- Espesor mínimo para capa asfáltica:

$$D_1 \geq \frac{SN_1}{a_1} = \frac{40,64}{0,46} = 88\,\text{mm}$$ (3,52 pulg.), adoptamos 90 mm (3,5 pulg.)

$$SN_1 = a_1 \cdot D_1 = 0,46 \cdot 90 = 41,4\,\text{mm}$$

- Base granular

Como la capa más efectiva desde el punto de vista económico es la base granular, se elimina la sub-base, resultando el espesor de base:

$$D_2 \geq \frac{SN - SN_1}{a_2 \cdot m_2} = \frac{96{,}52 - 41{,}4}{0{,}12 \cdot 1{,}12} = 410{,}12 \text{ mm, adoptamos 420 mm}$$

$$SN_2 = a_2 \cdot m_2 \cdot D_2 = 420 \cdot 0{,}12 \cdot 1{,}12 = 56{,}45 \text{ mm}$$

$$SN_1 + SN_2 = 41{,}4 + 56{,}45 = 97{,}85 \text{mm} > 96{,}52 \text{ mm} \rightarrow \text{Verifica}$$

PROBLEMA 3.

Autopista urbana, W_{18} = 2 x 10^5 ESALs. El agua drena del pavimento en aproximadamente una semana y la estructura del pavimento está expuesta a niveles próximos a la saturación en un 30% del tiempo. Los datos de los materiales son:

Módulo elástico del concreto asfáltico a 20°C (68°F) = 3100 MPa = 450000 psi

Base	CBR = 100%	M_B = 214 MPa = 31000 psi
Sub-base	CBR = 16%	M_{SB} = 90,4 MPa = 13111 psi
Subrasante	CBR = 5%	M_R = 53,8 MPa = 7800 psi

Solución:

Como el pavimento es para una autopista urbana se adopta:

R = 99%

S_0 = 0,2

p_o = 4,5

p_t = 2,5

y así se obtiene de la figura IV.2.

SN = 60,96 mm (2,4 pulg)

SN_1 = 38,1 mm (1,5 pulg)

SN_2 = 50,8 mm (2 pulg)

Los coeficientes de drenaje para base y sub-base son $m_2 = m_3 = 0{,}80$

Espesor de concreto asfáltico:

$$D_1 \geq \frac{SN_1}{a_1} = \frac{38{,}1}{0{,}44} = 86{,}6 \text{ mm (3,4 pulg), se adopta } D_1 = 90 \text{ mm}$$

$$SN_1 = 90 \cdot 0{,}44 = 39{,}6 \text{ mm}$$

Espesor para base:

$$D_2 \geq \frac{SN_2 - SN_1}{a_2 \cdot m_2} = \frac{50{,}8 - 39{,}6}{0{,}14 \cdot 0{,}80} = 100 \text{ mm (3,9 pulg), adoptamos } D_2 = 110 \text{ mm} = 11 \text{ cm}$$

$$SN_2 = a_2 \cdot m_2 \cdot D_2 = 0{,}14 \cdot 0{,}80 \cdot 110 = 12{,}32 \text{ mm}$$

Espesor para sub-base:

$$D_3 \geq \frac{SN - (SN_1 + SN_2)}{a_3 \cdot m_3} = \frac{60{,}96 - (39{,}6 + 12{,}32)}{0{,}10 \cdot 0{,}80} = 113 \text{ mm, adoptamos } D_3 = 140 \text{ mm}$$

$$SN_3 = a_3 \cdot m_3 \cdot D_3 = 0{,}10 \cdot 0{,}80 \cdot 140 = 11{,}2 \text{ mm}$$

$$SN_1 + SN_2 + SN_3 = 38{,}1 + 12{,}32 + 11{,}2 = 61{,}62 > 60{,}96 \text{ mm} \rightarrow \text{Verifica}$$

- Si el módulo del concreto asfáltico fuera un 30% menor.

E_{AC} = 2170 MPa = 315000 psi, a_1 = 0,38 y esto obliga a hacer una capa asfáltica de mayor espesor, aunque el número estructural de todo el paquete no cambie y siga siendo 60,96 mm.

$$D_1 \geq \frac{SN_1}{a_1} = \frac{38{,}1}{0{,}38} = 100 \text{ mm, se adopta } D_1 = 105 \text{ mm} \qquad SN_1 = 0{,}38 \cdot 105 = 39{,}9 \text{ mm}$$

Espesor de base granular:

$$D_2 \geq \frac{SN_2 - SN_1}{a_2 \cdot m_2} = \frac{50{,}8 - 39{,}9}{0{,}14 \cdot 0{,}80} = 97{,}3 \text{ mm, adoptamos } D_2 = 110 \text{ mm} = 11 \text{ cm}$$

$$SN_2 = a_2 \cdot m_2 \cdot D_2 = 0{,}14 \cdot 0{,}80 \cdot 110 = 12{,}32 \text{ mm}$$

Espesor de sub-base:

$$D_3 \geq \frac{SN - (SN_1 + SN_2)}{a_3 \cdot m_3} = \frac{60{,}96 - (39{,}9 + 12{,}32)}{0{,}10 \cdot 0{,}80} = 109{,}25 \text{ mm, adoptamos } D_3 = 125 \text{ mm}$$

$$SN_3 = a_3 \cdot m_3 \cdot D_3 = 0{,}10 \cdot 0{,}80 \cdot 125 = 10 \text{ mm}$$

$$SN_1 + SN_2 + SN_3 = 39{,}9 + 12{,}32 + 10 = 62{,}22 > 60{,}96 \text{ mm}$$

IV.13. PROBLEMAS PROPUESTOS

PROBLEMA 1.

Calcular el paquete estructural en base al criterio de espesores mínimos siendo:

R = 95%

S_0 = 0,35

W_{18} = 8 x 10^6 ESALs

ΔPSI = 2,0

Propiedades de los materiales

Material	M_R MPa (psi)	a_i	m_i
Concreto Asfáltico	2620 (380000)	0,42	-------
Base piedra partida	172 (25000)	0,14	0,80
Sub-base granular	69 (10000)	0,10	0,70
Subrasante	34 (5000)	-------	-------

PROBLEMA 2.

Diseñar un pavimento con las siguientes características:

Ubicación: rural

Clasificación: primaria

Datos De Tránsito

Tránsito anual inicial esperado = 10 x 10^6 ESALs

Distribución direccional *DD* = 0,50

Distribución de camiones *TD* = 0,70

Crecimiento de camiones (por año) = 4%

Propiedades de Materiales

Módulo del concreto asfáltico M_{AC} = 1930 MPa = 280000 psi

Módulo resiliente base granular M_{BS} = 152 MPa = 22000 psi

Módulo resiliente sub-base granular M_{SB} = 68,9 MPa = 10000 psi

Módulo resiliente subrasante M_R = 51,7 MPa = 7500 psi

Período de vida útil = 10 años

Período de análisis (incluye una rehabilitación) = 20 años

Confiabilidad en el período de análisis: *R* = 85%

Desvío estándar de todas las variables: S_0 = 0,35

Serviciabilidad inicial: p_o = 4,5

Serviciabilidad final: p_t = 2,5

Asumir que por condiciones ambientales hay una pérdida adicional de 0,55 en 10 años.

La base tiene buen drenaje y estará saturada menos del 5% del tiempo.

PROBLEMA 3.

Autopista urbana, W_{18} = 5 x 10^6 ESALs. El agua drena del pavimento en una semana y la estructura del pavimento está expuesta a niveles próximos a la saturación en un 20% del tiempo. Los datos de los materiales son:

Módulo elástico del concreto asfáltico a 20°C (68°F) = 3300 MPa = 480000 psi

Base	CBR = 90%	M_{BS} = 207 MPa = 30000 psi
Sub-base	CBR = 20%	M_{SB} = 82,7 MPa = 12000 psi
Subrasante	CBR = 5%	M_R = 51,7 MPa = 7500 psi

R = 90%

S_o = 0,35

p_o = 4,5

p_t = 2,5

PAVIMENTOS DE CONCRETO ASFÁLTICO MÉTODO DEL DNER-81

CAPITULO V

V. PAVIMENTOS DE CONCRETO ASFÁLTICO MÉTODO DEL DNER-81

V.1. INTRODUCCIÓN

La abreviatura DNER significa "Departamento Nacional de Estradas de Rodagem" del Brasil.

Este método tiene como base el trabajo de J.W. Turnbull C.R. Foster y R.G. Ahlvin del Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los E.E.U.U. "Design of Flexible Pavements Considering Mixed Loads and Traffic Volume", y en las conclusiones obtenidas en los tramos experimentales de la AASHTO, y en el trabajo del Ing. Murillo Lopes de Souza.

V.2. CARACTERIZACIÓN DEL SUELO

V.2.1. CLASIFICACIÓN DE SUELOS POR EL MÉTODO AASHTO

El requerimiento de parámetros de diseño correspondientes a las características del suelo, determina que la clasificación de suelos se realice por el Método AASHTO (M 145), principalmente con el fin de obtener el Índice de Grupo.

Este método clasifica a los suelos, de acuerdo a su composición granulométrica, su límite líquido y su índice de plasticidad, en siete grupos de A-1 a A-7. Los suelos cuyas partículas pasan el tamiz No. 200 (0,075 mm) en un porcentaje menor al 35 %, forman los Grupos A1, A2, A3 y los subgrupos que corresponden. En cambio los suelos finos limo-arcillosos que contienen más del 35 % de material fino que pasa el Tamiz No. 200, constituyen los Grupos A-4, A-5, A-6, A-7 y los correspondientes subgrupos.

La ventaja de este método radica en la posibilidad de evaluar la calidad del suelo a través del "Índice de Grupo". Los suelos que tienen similar comportamiento se encuentran en el mismo grupo y están representados por un determinado Índice.

Los índices de grupo de los materiales granulares están comprendidos entre 0 y 4, los correspondientes a suelos limosos entre 8 y 12, y los correspondientes a suelos arcillosos entre 11 y 20 ó un número mayor.

El índice de grupo debe ser escrito entre paréntesis, su valor puede ser determinado mediante la fórmula siguiente:

$$IG = (F - 35)[0{,}2 + 0{,}005(LL - 40)] + 0{,}01(F - 15)(IP - 10)$$

donde: F = Porcentaje que pasa el tamiz No. 200
LL = Límite Líquido
IP = Índice de Plasticidad

La clasificación de suelos por el Método AASHTO se muestra en las tablas V.1 y V.2.

Tabla V.1. Clasificación de suelos Método AASHTO (Material Granular)

Clasificación general	**Material Granular (35% o menos del total pasa No.200)**						
Grupo de clasificación	A -1		A - 3	A – 2			
	A - 1 - a	A – 1 - b		A - 2 - 4	A - 2 - 5	A - 2 - 6	A - 2 - 7
Análisis de tamices (porcentaje que pasa)							
No. 10	50 max.						
No. 40	30 max.	50 máx.	51 min.				
No. 200	15 max.	25 max.	10 max.	35 max.	35 max.	35 max.	35 max.
Características de la fracción que pasa No.40							
Limite liquido				40 max.	41 min.	40 max.	41 min.
Índice de plasticidad	6 max.		NP	10 max.	10 max.	11 min.	11 min.
Tipos usuales de materiales que consta	Fragmentos pétreos, grava, y arena		Arena fina	Limos o gravas arcillosas y arena			
Valoración general del subgrupo	Excelente a bueno						

Fuente: Principles of Goetechnical Engineering, Braja M. Das, 1998

Tabla V.2. Clasificación de suelos Método AASHTO (Material Limo-Arcilloso)

Clasificación general	Material limo- arcilloso (más del 35% del total pasa No.200)			
Grupo de clasificación	A-4	A-5	A-6	A-7 A-7-5 (a) A-7-6 (b)
Análisis de tamices (porcentaje que pasa)				
No. 10				
No. 40				
No. 200	36 min.	36 min.	36 min.	36 min.
Características de la fracción que pasa No. 40				
Limite liquido	40 max.	41 min.	40 max.	41 min.
Índice de plasticidad	10 max.	10 max.	11 min.	11 min.
Tipos usuales de materiales que consta	Suelos limosos		Suelos arcillosos	
Valoración general del subgrupo	Regular a pobre			
(a) Para A-7-5, IP < LL - 30				
(b) Para A-7-6, IP > LL - 30				

Fuente: Principles of Geotechnical Engineering, Braja M. Das, 1998

V.2.2. CAPACIDAD DE SOPORTE

Para determinar la capacidad de soporte de la subrasante y de los materiales granulares que forman el pavimento se utiliza el ensayo de C.B.R. en muestras de prueba no deformadas o preparadas en laboratorio, en condiciones de densidad y humedad especificas.

Cuando se requiera una mayor seguridad, en vez del C.B.R, se puede utilizar un C.B.R corregido en función del Índice de Grupo (*I.G.*), que en este caso se denomina Índice de Suporte (*I.S.*), el cual está dado por:

$$I.S. = \frac{C.B.R. + C.B.R._{I.G.}}{2}$$

Con la condición que: $I.S. \leq C.B.R.$

$C.B.R.$ = valor del $C.B.R.$ determinado por el ensayo en sitio en las condiciones ya descritas.

$C.B.R._{I.G.}$ = valor dado por la tabla V.3.

Tabla V.3. Valor del *CBR* corregido en función del (*IG*)

Índice de Grupo I.G.	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9 a 10	11 a 12	13 a 14	15 a 17	18 a 20
C.B.R.$_{I.G.}$	20	18	15	13	12	10	9	8	7	6	5	4	3	2

Fuente: Método de Projecto de Pavimentos Flexíveis, Ing. Murillo Lopes de Souza, 1981

Ejemplo:

Calcular el Índice de Soporte (*I.S.*) de un material que tiene un $C.B.R. = 10$ y $I.G. = 9$

Solución: $C.B.R. = 10$

De la tabla V.3, tenemos que: $C.B.R._{IG} = 6$

$$I.S. = \frac{C.B.R. + C.B.R._{I.G.}}{2} = \frac{10+6}{2} = 8$$

Respuesta: El Índice de Soporte es: $I.S. = 8$

En caso de anteproyectos, para la estimación rápida, cuando no se dispone del valor del *C.B.R.*, se puede tomar como capacidad de soporte del material el valor del $C.B.R._{IG.}$

La subrasante y las diferentes capas del pavimento deben ser compactadas de acuerdo con las especificaciones técnicas que rigen el proyecto, con la recomendación de que en ningún caso el grado de compactación sea inferior a 100 % de la densidad obtenida en el Ensayo de compactación AASHTO normal. Además los materiales de la subrasante no deben tener una expansión mayor al 2 %, en el ensayo de *C.B.R.*

V.2.3. CLASIFICACIÓN DE LOS MATERIALES GRANULARES

Los materiales granulares que se utilizan en los trabajos de pavimentación pueden clasificarse en:

a) Materiales para refuerzo de la subrasante, que tienen:

- *I.S.* o el *C.B.R.* mayor que el de la subrasante.
- Expansión $\leq$ 2 %

b) Materiales para sub-base, que tienen:

- *I.S.* o el *C.B.R.* $\geq$ 20 %
- *I.G.* = 0
- Expansión $\leq$ 1 % (medida con sobrecarga de 10 lb)

c) Materiales para capa base, que tienen:

- *C.B.R.* $\geq$ 80 %.
- Expansión $\leq$ 0,5 % (medida con sobrecarga de 10 lb)
- *LL* $\leq$ 25 y *I.P.* $\leq$ 6

En el caso extremo de que el Límite Líquido sea superior a 25 % y/o el Índice de Plasticidad sea superior a 6 %, el material puede ser empleado en capa base si

cumple con las otras exigencias técnicas y además el Equivalente de Arena es superior a 30 %.

Los materiales para capa base granular deben tener una granulometría que corresponda a una de las curvas granulométricas que se muestran en la tabla V.4.

Tabla V.4. Granulometría del Material para Capa Base

Tamiz	**Porcentaje que Pasa en Peso**			
	A	**B**	**C**	**D**
2”	100	100	-	-
1”	-	75 – 90	100	100
3/8”	30 – 65	40 – 75	50 – 85	60 – 100
No. 4	25 – 55	30 – 60	35 – 65	50 – 85
No. 10	15 – 40	20 – 45	25 – 50	40 – 70
No. 40	8 – 20	15 – 30	15 – 30	25 – 45
No. 200	2 – 8	5 – 15	5 – 15	5 – 20

Fuente: Método de Projecto de Pavimentos Flexíveis, Ing. Murillo Lopes de Souza, 1981

La fracción que pasa por el tamiz No. 200 debe ser inferior a ⅔ de la fracción que pasa por el tamiz No. 40. La fracción gruesa debe tener un desgaste, por el ensayo de Los Ángeles, inferior a 50 %. Se puede aceptar un porcentaje mayor de desgaste, si se tiene experiencia en el uso de ese material en otras obras.

V.3. TRÁFICO

El pavimento es dimensionado para soportar un numero equivalente (*N*) de operaciones de un eje tomado como patrón, durante el periodo de proyecto elegido. Para el cálculo de *N* se utiliza la fórmula siguiente:

$$N = 365 * P * Vm * [FE] * [FC]$$

donde:

P = Periodo de proyecto en años

Vm = Volumen medio diario de tráfico durante la vida de proyecto

FE = Factor de eje

FC = Factor de carga

PERIODO DE PROYECTO "*P*"

Para el periodo de proyecto normalmente se elige un valor de 20 años. En algunos casos se pueden asumir valores menores como ser $P = 10$ para $N \leq 10^7$, donde la capa de rodadura será un tratamiento superficial. Cuando se disponen datos confiables del volumen de tráfico es conveniente tomar periodos de proyecto menores a 5 años.

VOLUMEN MEDIO DIARIO DE TRÁFICO "V_m"

Si "V_1" es el volumen inicial de tráfico, en una sola dirección del tráfico, en el primer año del proyecto, y "*t*"es la tasa de crecimiento anual, en decimales, y "V_P" es el volumen diario de tráfico al final del periodo del proyecto "*P*" en años, y V_t es el volumen total del tráfico durante el periodo del proyecto, dependiendo del tipo de proyección del crecimiento anual "*t*" tendremos:

- Proyección aritmética

  El volumen diario de tráfico al final del periodo del proyecto será:

$$V_P = V_1(1 + P * t)$$

El volumen medio diario de tráfico durante el periodo del proyecto será:

$$V_m = \frac{V_1\left[2 + (P-1)*t\right]}{2}$$

El volumen total del tráfico durante el periodo del proyecto será:

$$V_t = 365 * P * V_m$$

- Proyección geométrica

El volumen diario de tráfico al final del periodo del proyecto será:

$$V_P = V_1(1+t)^P$$

El volumen medio diario de tráfico durante el periodo del proyecto será:

$$V_m = \frac{V_1\left[(1+t)^P - 1\right]}{t}$$

El volumen total del tráfico durante el periodo del proyecto será:

$$V_t = \frac{365 * V_1\left[(1+t)^P - 1\right]}{t}$$

FACTOR DE EJE [*FE*]

Es un coeficiente que multiplicado por el número de vehículos que circulan, da como resultado el número de ejes correspondiente. Se obtiene a partir de una muestra representativa del tráfico.

El Factor de eje es:

$$FE = 2*x + 3*y$$

donde:

"*x*" es el porcentaje de vehículos con 2 ejes.

"*y*" es el porcentaje de vehículos con 3 ejes.

FACTOR DE CARGA [*FC*]

Es un coeficiente que multiplicado por el número de ejes que circulan, da como resultado un número de ejes equivalentes, relacionados al eje patrón. Para cada eje se obtiene un factor de equivalencia (FC_j).

De la figura V.1 se puede obtener los factores de equivalencia de operación (FC_j) para ejes simples y tandem, con diferentes cargas, en relación a un eje simple patrón de 18000 lb (8,2 t).

Siendo (P_j) el porcentaje de cada eje (simple o tandem), la equivalencia de operaciones de cada eje se obtiene multiplicando $(P_j)*(FC_j)$. El factor de carga [*FC*] es la sumatoria de las equivalencias de operaciones dividida entre 100.

$$FC = \frac{\sum (P_j) * (FC_j)}{100}$$

Para facilitar el cálculo se organiza la información en el cuadro siguiente:

Tabla V.5. Organización de la información para calcular el factor de carga [*FC*]

Tipo de Eje	**Porcentaje (P_j)**	**Factor de Equivalencia (FC_j)**	**Equivalencia de Operaciones (P_j)*(FC_j)**
Ejes Simples (*t*) - -	 - -	 - -	 - -
Ejes Tandem (*t*) - -	 - -	 - -	 - -
100 * *FC*			$\sum (P_j)^*)(FC_j)$

Fuente: Método de Projecto de Pavimentos Flexíveis, Ing. Murillo Lopes de Souza, 1981

FACTOR DE VEHÍCULO [*FV*]

Es un factor que multiplicado por el número de vehículos que circulan da como resultado el número de ejes equivalentes del eje patrón.

$$FV = (FE) * (FC)$$

CLASIFICACIÓN DE LOS VEHÍCULOS DE LA DNER

a. Automóviles

b. Ómnibus

c. Camiones livianos, con dos ejes simples, de ruedas simples

d. Camiones medianos, con dos ejes, el eje trasero de ruedas gemelas

e. Camiones pesados, con dos ejes, con el eje trasero “tandem”

f. Remolques o semiremolques, en las diferentes condiciones de vehículos

Para el tráfico de proyecto se considera el tráfico del carril más solicitado. Si no se dispone de información precisa se puede adoptar los porcentajes indicados en la siguiente tabla, los cuales han sido establecidos en relación al tráfico comercial en las dos direcciones.

Tabla V.6. Porcentaje de vehículos comerciales en el carril de diseño

Número de carriles de Tráfico (2 direcciones)	**% de vehículos comerciales en el carril de diseño**
2	50
4	35 a 48
6 ó más	25 a 48

Fuente: Método de Projecto de Pavimentos Flexíveis, Ing. Murillo Lopes de Souza, 1981.

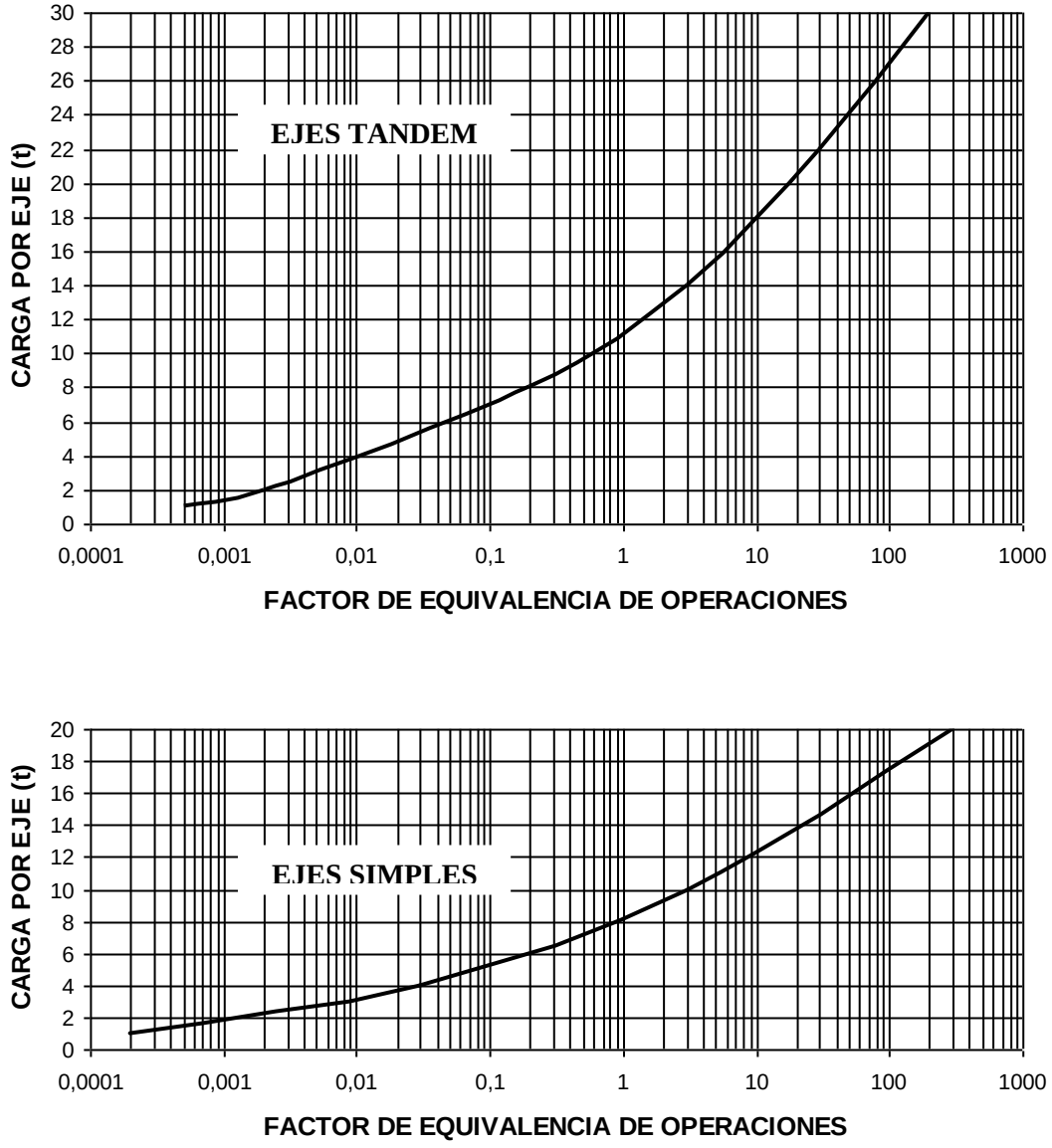


Figura V.1. Factores de equivalencia de operación (FC_j) para ejes simples y tandem, con diferentes cargas, en relación a un eje simple patrón de 18000 lb (8,2 t).
Fuente: Método de Projecto de Pavimentos Flexíveis, Ing. Murillo Lopes de Souza, 1981

V.4. FACTOR CLIMÁTICO REGIONAL

Para considerar las variaciones de humedad de los materiales que constituyen el pavimento, durante las estaciones del año, lo cual ocasiona variaciones en su capacidad de soporte, el número equivalente de operaciones del eje patrón *N*, debe ser multiplicado por un coeficiente [*FR*].

Este factor de acuerdo a las experiencias de la AASHTO, varía de 0,2 (cuando prevalecen porcentajes bajos de humedad) a 5,0 (cuando los materiales están prácticamente saturados). El coeficiente que se adopta, es una media ponderada de los diferentes coeficientes considerados, tomando en cuenta el espacio de tiempo en que ocurren.

Si no se dispone de información precisa para determinar el valor de este coeficiente, del lado de la seguridad, se sugiere adoptar un coeficiente *FR* = 1. Sin embargo, en la tabla V.7 se registran factores climáticos [*FR*], para diferentes magnitudes de precipitaciones pluviales anuales acumuladas.

Tabla V.7. Valores de [*FR*] para diferentes niveles de lluvia

Precipitación Media Anual (mm)	**Factor climático [*FR*]**
Hasta 800	0,70
Entre 800 y 1500	1,40
Mayor a 1500	1,70

Fuente: Pavimentaçào (Tomo I), Cyro Nogueira Baptista, 1980

Para garantizar la estabilidad de la estructura del pavimento se debe proveer un drenaje superficial adecuado y el nivel freático de las aguas subterráneas deberá estar a una profundidad igual o mayor de 1,50 metros, del nivel de la subrasante.

V.5. COEFICIENTE DE EQUIVALENCIA ESTRUCTURAL

Los coeficientes estructurales de acuerdo a la capa que corresponden, son designados genéricamente por:

Revestimiento	K_R
Base	K_B
Sub-base	K_S
Refuerzo	K_{Ref}

Los Coeficiente de equivalencia estructural para los diferentes materiales constitutivos del pavimento se muestran en la tabla siguiente:

Tabla V.8. Coeficientes de equivalencia estructural

Componentes del pavimento	**Coeficiente *K***
Base o revestimiento de concreto bituminoso	2,00
Base o revestimiento pre-mezclado en caliente de graduación densa	1,70
Base o revestimiento pre-mezclado en frió de graduación densa	1,40
Base o revestimiento bituminoso por penetración	1,20
Capas granulares	1,00
Suelo cemento con resistencia a la compresión a los 7 días > 45 kg/cm^2	1,70
Suelo cemento con resistencia a la compresión a los 7 días de 45 a 28 kg/cm^2	1,40
Suelo cemento con resistencia a la compresión a los 7 días de 28 a 21 kg/cm^2	1,20
Bases de suelo cal	1,20

Fuente: Método de Projecto de Pavimentos Flexíveis, Ing. Murillo Lopes de Souza, 1981

Para la sub-base y la capa de refuerzo se toma un coeficiente estructural $K = 1$, si el *CBR* de la sub-base o del refuerzo es igual a 3 veces el *CBR* de la subrasante. Si denominamos E_1 al *CBR* de la sub-base (o del material de refuerzo) y E_2 al *CBR* de la subrasante: $E_1 \geq 3E_2$.

En el caso de que $E_1 \leq 3E_2$ el coeficiente estructural de la sub-base y del refuerzo será calculado mediante la formula:

$$K = \left[E_1 / 3E_2\right]^{\frac{1}{3}}$$

V.6. ESPESOR MÍNIMO DEL REVESTIMIENTO BITUMINOSO

El espesor mínimo para los revestimientos bituminosos debe ser adoptado con el criterio de proveer un espesor suficiente para proteger la capa base de los esfuerzos impuestos por el tráfico, además con el fin de evitar la ruptura del propio revestimiento, como consecuencia de la repetición de los esfuerzos de flexo-tracción. Los espesores recomendados en la tabla V.9, están basados especialmente en el comportamiento de bases granulares, a través de las experiencias observadas.

Tabla V.9. Espesor mínimo del revestimiento

N	**Espesor mínimo del revestimiento bituminoso**
$N \leq 10^6$	Tratamientos superficiales bituminosos
$10^6 < N \leq 5 \times 10^6$	Revestimientos bituminosos con 5 cm de espesor
$5 \times 10^6 < N \leq 10^7$	Concreto bituminoso con 7,5 cm de espesor
$10^7 < N \leq 5 \times 10^7$	Concreto bituminoso con 10 cm de espesor
$N > 5 \times 10^7$	Concreto bituminoso con 12,5 cm de espesor

Fuente: Método de Projecto de Pavimentos Flexíveis, Ing. Murillo Lopes de Souza, 1981

V.7. DIMENSIONAMIENTO DEL PAVIMENTO

Utilizando el gráfico de la figura V.2 se obtiene el espesor total de pavimento, en función de *N* y *I.S.* (o *C.B.R.*). El espesor provisto por este gráfico considera un coeficiente de equivalencia estructural $K = 1{,}00$ que corresponde a una base granular.

Marcando en la abscisa, el valor de *N*, se traza una línea vertical hasta interceptar la línea que representa la capacidad de suporte (*I.S. o C.B.R.*), desde este punto se proyecta una recta horizontal hasta encontrar las ordenadas del espesor del pavimento.

En el caso de suelos con un *C.B.R* o un *I.S.* inferior a 2, se recomienda efectuar un cambio de material en un espesor igual o mayor a un metro, para que este suelo sea remplazado con materiales que tenga un *C.B.R.* o *I.S.* mayor a 2.

La compactación de materiales granulares debe ejecutarse en capas con un espesor mínimo de 10 cm, y un espesor máximo de 20 cm.

En la figura V.3 la simbología utilizada en el dimensionamiento del pavimento, tiene el significado siguiente:

H_m = espesor total del pavimento, *m* designa el *C.B.R.* o *I.S.* de la subrasante.

H_n = espesor encima de la subrasante mejorada, *n* indica el *CBR* o *I.S* del refuerzo.

H_{20} = espesor combinado de base + carpeta, se considera una sub-base con *CBR* = 20, aun tuviera un *CBR* mayor.

R = espesor de la carpeta, se obtiene de la tabla V.9

B = espesor de la capa base

h_{20} = espesor de la sub-base

h_n = espesor del refuerzo o subrasante mejorada

Una vez determinados los espesores H_m , H_n , H_{20} utilizando la figura V.2; y determino R mediante la tabla V.9, los espesores de base (B), sub-base (h_{20}) y refuerzo de la subrasante (h_n), se obtienen por la resolución sucesiva de las siguientes inecuaciones:

$$R * K_R + B * K_B \geq H_{20} \quad (1)$$

$$R * K_R + B * K_B + h_{20} * K_S \geq H_n \quad (2)$$

$$R * K_R + B * K_B + h_{20} * K_S + h_n * K_{Ref} \geq H_m \quad (3)$$

El espesor combinado de base + carpeta se puede disminuir en un 30 %, para sub-bases granulares con $CBR \geq 40$, ó sub-bases estabilizadas con $CBR \geq 20$, y para capas de refuerzo (subrasante mejorada) con $CBR \geq 20$.

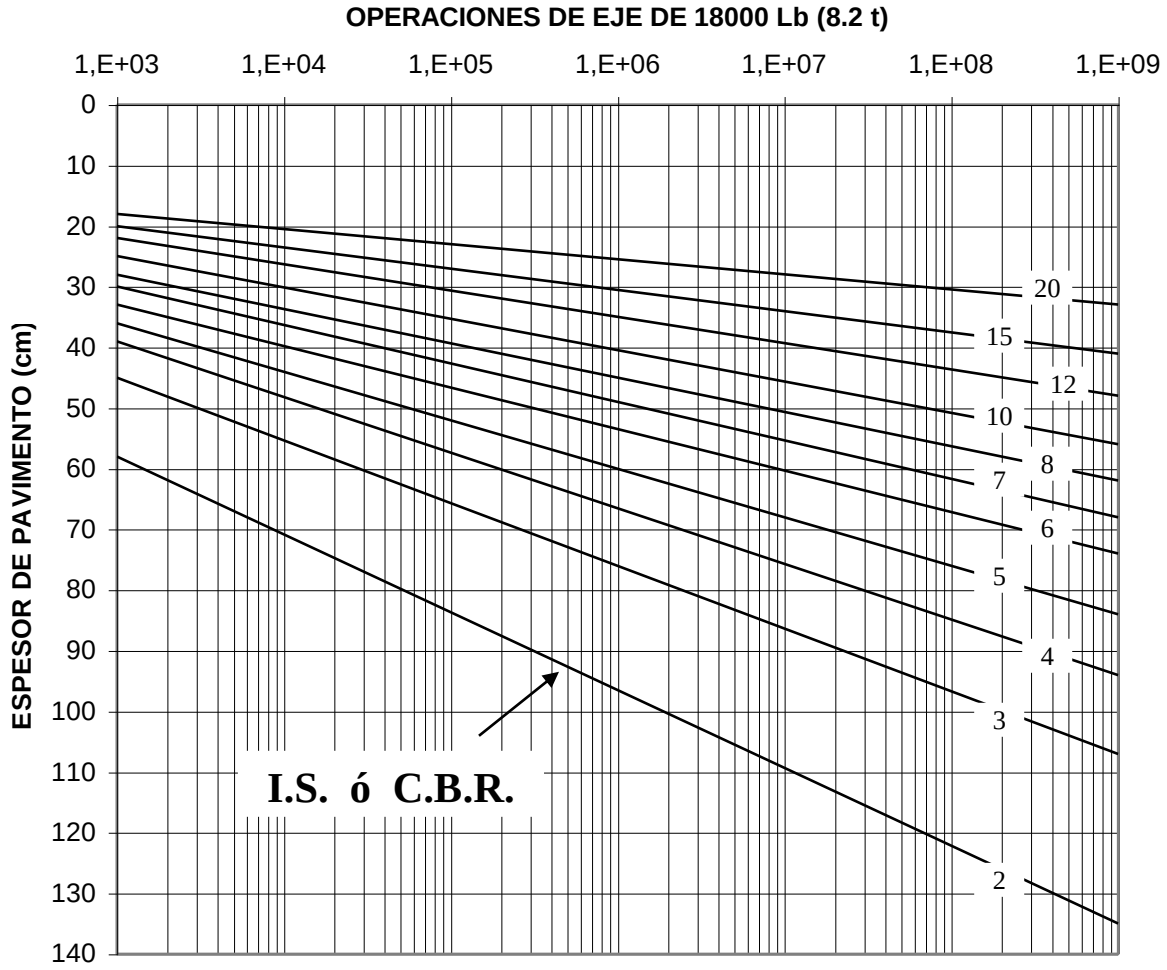


Figura V.2. Espesor de pavimento, en función de (*N*) y el *I.S.* (o el *C.B.R.*).
Fuente: Método de Projecto de Pavimentos Flexíveis, Ing. Murillo Lopes de Souza, 1981

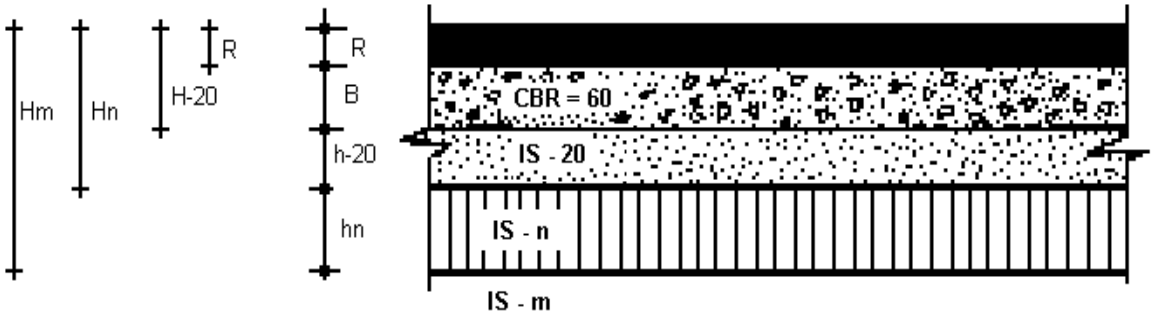


Figura V.3. Simbología utilizada en el dimensionamiento del pavimento
Fuente: Método de Projecto de Pavimentos Flexíveis, Ing. Murillo Lopes de Souza, 1981

V.8. BERMAS

Normalmente no se dispone de datos precisos para el dimensionamiento de las bermas, su espesor de antemano está condicionado a la faja de rodadura, pudiendo reducirse su espesor, incluso, a una sola capa de tratamiento superficial. Las solicitaciones de las cargas son bastante diferentes, por lo cual la solución estructural será diferente a la de la capa de rodadura propiamente dicha.

La construcción de bermas con la misma estructura de la faja de rodadura tiene efectos benéficos para el comportamiento de esta última y simplifica los problemas de drenaje. En las capas de refuerzo de la sub-base, es conveniente adoptar para el pavimento de la calzada y las bermas, la misma solución; pudiendo procederse de igual manera para la capa base, si su costo no es muy elevado. En cambio la capa de revestimiento de las bermas puede ser de categoría inferior al de la superficie de rodadura.

Cuando el costo de la capa base es muy elevado se debe buscar una solución de menor costo para las bermas. En este caso conviene tomar en cuenta las siguientes sugerencias:

a. El uso de materiales de sub-base granular de buena calidad, para la construcción de la capa base de las bermas, o suelos estabilizados por cemento, cal, etc.

b. Considerar, para efectos de elección del tipo de revestimiento, un tráfico sobre las bermas del 1% del tráfico previsto par la carretera, o una previsión de tráfico igual a de la carretera, pero para un periodo de proyecto de 2 años.

V.9. CONSTRUCCIÓN DE PAVIMENTOS POR ETAPAS

Muchas veces, cuando no se dispone de datos confiables sobre la composición del tráfico, es conveniente programar la pavimentación por etapas, lo cual tiene la ventaja de permitir proyectar la construcción del pavimento, para el periodo definitivo de proyecto, corrigiendo o eliminando las deficiencias o irregularidades que pueden presentarse en

los primeros años de vida del pavimento.

La pavimentación por etapas es especialmente recomendable cuando, de acuerdo a las condiciones del tráfico, es posible en una primera etapa, adoptar un revestimiento con un tratamiento superficial, cuyo espesor es fácilmente despreciable. En una segunda etapa, de acuerdo al crecimiento del tráfico, se puede determinar la construcción de revestimiento bituminoso en el espesor requerido.

V.10. PROBLEMAS RESUELTOS

PROBLEMA 1.

El siguiente problema nos enseña cómo calcular el Número equivalente de operaciones de un eje patrón de 18000 lb (N). El cual es necesario para poder dimensionar el espesor del pavimento.

Calcular el Número equivalente de operaciones de eje patrón (N) para un periodo de Proyecto de 20 años, si el volumen de tráfico en los dos sentidos es de 2000 vehículos, de los cuales el 90 % son vehículos de 2 ejes y 10 % de 3 ejes y la tasa de crecimiento aritmética es del 5 %.

Ejes simples (t)	%
< 5	60
5	10
7	4
9	8
11	9
13	3
15	4
Eje tandem (t)	
20	2

Solución:

- El número equivalente de operaciones se calcula con la fórmula siguiente:

$$N = 365 * P * Vm * FE * FC * FR$$

a) El periodo del proyecto es de 20 años P = 20

b) Volumen diario inicial de tráfico en un sentido V_1

$V_1 = 2000 / 2 = 1000$ vehículos por día

c) Volumen medio diario de tráfico durante el periodo del proyecto con t = 0,05

$V_m = V_1[2 + (P – 1) * t] / 2 = 1000[2 + (20 – 1) * 0,05] / 2$

$V_m = 1475$ vehículos por día

d) Cálculo del factor de eje [FE]

FE = 2 * x + 3 * y donde: x = porcentaje de vehículos con 2 ejes

Y = porcentaje de vehículos con 3 ejes

FE = 2 * 0,9 + 3 * 0,1 FE = 2,1

e) Factor climático regional [FR]

Si no tenemos como dato el factor climático regional, del lado de la seguridad asumimos FR = 1

f) Factor de carga [FC]

Para poder calcular se organiza la información según la tabla V.5

Tipo de Eje	Porcentaje (P_j)	Factor de Equivalencia (FC_j)	Equivalencia de Operaciones (P_j)*(FC_j)
Ejes Simples (t)			
< 5	60	-	-
5	10	0,09	0,9
7	4	0,4	1,6
9	8	1,5	12,0
11	9	5	45,0
13	3	15	45,0
15	4	35	140,0
Ejes Tandem (t)			
20	2	20	40,0
100 * FC			284,5

- El factor de equivalencia se calcula de la Figura V.1.
- Para cargas menores a 5 t no se calcula el factor de equivalencia.
- La equivalencia de operaciones resulta de multiplicar el porcentaje por el factor de equivalencia.
- El factor de carga FC = 284,5 / 100 FC = 2,85

g) Cálculo de (N)

$N = 365 * P * V_m * FC * FE * FR$

$N = 365 * 20 * 1475 * 2,85 * 2,1 * 1$

$N = 64443488$ $N = 6,4*10^7$

Respuesta:

El número equivalente de operaciones de un eje patrón de 18000 lb ó 8,2 t es $N = 6,4*10^7$

PROBLEMA 2.

El siguiente problema nos enseña cómo calcular el Número equivalente de operaciones de un eje patrón de 18000 lb (N). El cual es necesario para poder dimensionar el espesor del pavimento.

Calcular el Número equivalente de operaciones de eje patrón (N) para un periodo de Proyecto de 25 años, una tasa de crecimiento anual del 3 % y si el factor climático regional es FR = 1,4 y el aforo vehicular del tráfico en ambos sentidos es el siguiente:

Tipo de Vehículo	Carga por eje (t)	Tipo de eje	No. de ejes	Volumen del tráfico diario
Vehículos livianos	4	Simple	2	500
Micro buses	5	Simple	2	440
Bus, Camión mediano	8	Simple	2	160
Bus grande	12	Simple	3	120
Camión grande	18	Tandem	2	90
Semiremolque	20	Tandem	3	76

Solución:

- El número equivalente de operaciones se calcula con la formula siguiente:

$$N = 365 * P * Vm * FE * FC * FR$$

a) El periodo del proyecto es de 25 años P = 25

b) Volumen diario inicial de tráfico en un sentido V_1

$V_1 = (500 + 440 + 160 + 120 + 90 + 76) / 2$

$V_1 = 1386 / 2$ $V_1 = 693$ vehículos por día

c) Volumen medio diario de tráfico durante el periodo del proyecto con t = 0,03

$V_m = V_1 [2 + (P – 1) * t] / 2 \quad = 693[2 + (25 – 1) * 0,03] / 2$

$V_m = 942$ vehículos por día

d) Cálculo del porcentaje de cada carga por eje simple ó tandem

Vehículos livianos	= 500 * 100 / 1386	= 36
Micro buses	= 440 * 100 / 1386	= 32
Bus, Camión mediano	= 160 * 100 / 1386	= 12
Bus grande	= 120 * 100 / 1386	= 9
Camión grande	= 90 * 100 / 1386	= 6
Semiremolque	= 76 * 100 / 1386	= 5

e) Cálculo del factor de eje [FE]

x = 36 + 32 + 12 + 6	x = 86 %
y = 9 + 5	y = 14 %
FE = 2 * 0,86 + 3 * 0,14	FE = 2,14

f) Factor climático regional [FR]

Tenemos como dato que FR = 1,4

g) Factor de carga [FC]

Para poder calcular se organiza la información según:

Tipo de Vehículo	Carga por eje (t)	Tipo de eje	No. de ejes	Volumen del tráfico diario	%	Factor de equivalencia	Equivalencia de operaciones
Vehículos livianos	4	Simple	2	500	36	-	-
Micro buses	5	Simple	2	440	32	0,09	2,88
Bus, Camión mediano	8	Simple	2	160	12	1,00	12
Bus grande	12	Simple	3	120	9	9,00	81
Camión grande	18	Tandem	2	90	6	10,00	60
Semiremolque	20	Tandem	3	76	5	20,00	100
				1386	100		255,88

Factor de carga FC = 255,88 / 100 FC = 2,56

h) Cálculo de (N)

$N = 365 * P * V_m * FC * FE * FR$

$N = 365 * 25 * 942 * 2,56 * 2,14 * 1,4$

$N = 65927339 \qquad N = 6,6*10^7$

Respuesta:

El número equivalente de operaciones de un eje patrón de 18000 lb ó 8,2 t es $N = 6,6*10^7$

PROBLEMA 3.

El siguiente problema nos enseña dimensionar el pavimento según el método del DNER en función del número equivalente de operaciones (N) y el CBR de las distintas capas que formaran el pavimento.

Dimensionar el pavimento para una vía en la cual el número equivalente de operaciones de eje patrón $N = 2*10^6$, las capas de material granular que formaran el pavimento son:

Material de la subrasante CBR = 3 %

Material para refuerzo de la subrasante CBR = 10 %

Material para sub-base CBR = 20 %

Material para base CBR = 80 %

Solución:

a) Espesor del revestimiento bituminoso (R) se halla de la tabla V.9
El espesor este en función del número equivalente de operaciones (N)
para $N = 2*10^6$ el revestimiento bituminoso tendrá un espesor de 5 cm
R = 5 cm

b) Coeficiente de equivalencia estructural (K) se halla de la tabla V.8

Coeficiente de equivalencia estructural del Revestimiento	$K_R = 2$
Coeficiente de equivalencia estructural de la Base	$K_B = 1$
Coeficiente de equivalencia estructural de la Sub-base	$K_S = 1$
Coeficiente de equivalencia estructural del Refuerzo	$K_{Ref} = 1$

c) El espesor del pavimento según el $N = 2*10^6$ y el I.S. o el CBR se encuentra de la figura V.2

para la subrasante con CBR = 3, el espesor será:	$H_m = 79$ cm
para el refuerzo con CBR = 10, el espesor será:	$H_n = 42$ cm
para la sub-base con CBR = 20, el espesor será:	$H_{20} = 26$ cm

d) Solución de las inecuaciones

- $R * K_R + B * K_B \geq H_{20}$

  $5(2) + B(1) \geq 26$ cm $B \geq 26$ cm – 10 cm

  $B \geq 16$ cm $B = 20$ cm

- $R * K_R + B * K_B + h_{20} * K_S \geq H_n$

  $5(2) + 20(1) + h_{20}(1) \geq 42$ cm $\qquad h_{20} \geq 41$ cm – 10 cm – 20 cm

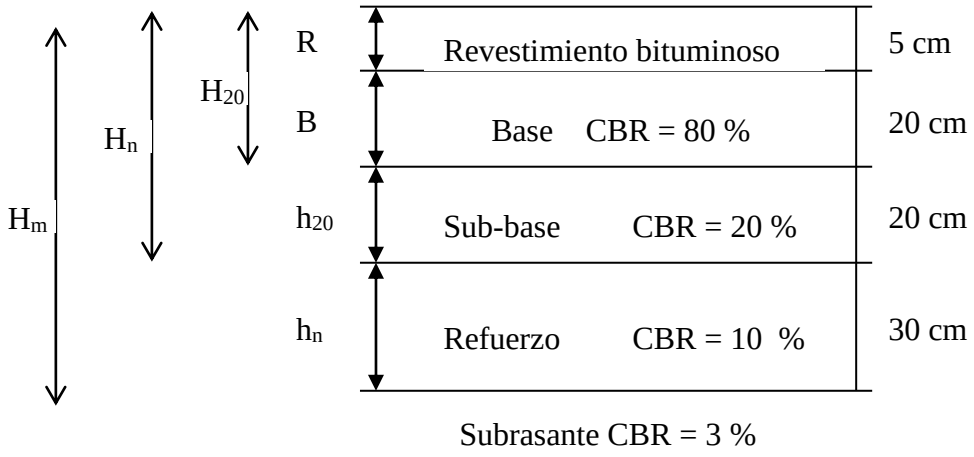
  $h_{20} \geq 12$ cm $\qquad h_{20} \geq 20$ cm

- $R * K_R + B * K_B + h_{20} * K_S + h_n * K_{Ref} \geq H_m$

  $5(2) + 20(1) + 20(1) + h_n(1) \geq H_m \qquad h_n \geq 79$ cm – 10 cm – 20 cm – 20 cm

  $h_n \geq 29$ cm $\qquad h_n = 30$ cm

e) Gráfico que muestra las partes del pavimento



Respuesta:

El pavimento estará formado por las siguientes capas:

Espesor Carpeta asfáltica	= 5 cm
Espesor Capa Base	= 20 cm
Espesor Sub-base	= 20 cm
Espesor Refuerzo	= 30 cm

PROBLEMA 4.

El siguiente problema nos enseña a dimensionar el pavimento según el método del DNER

Diseñar un pavimento de concreto asfáltico para una carretera de 2 carriles, el periodo del proyecto es de 20 años, la tasa de crecimiento anual lineal es t = 2 %, el Factor climático regional es FR = 1, el aforo vehicular en ambos sentidos es el siguiente y los materiales que se disponen para el diseño del pavimento son:

Material de la subrasante CBR = 6 % y un Índice de grupo I.G. = 7
Material para refuerzo de la subrasante CBR = 10 %
Material para sub-base CBR = 30 %
Material para base CBR = 80 %

Tipo de Vehículo	Carga por eje (t)	Tipo de eje	No. de ejes	Volumen del tráfico diario
Vehículos livianos	4	Simple	2	450
Micro buses	5	Simple	2	600
Bus, Camión mediano	8	Simple	2	200
Bus grande	12	Simple	3	200
Camión grande	18	Tandem	2	60
Semiremolque	20	Tandem	3	110

Solución:

- El número equivalente de operaciones se calcula con la formula siguiente:

$$N = 365 * P * Vm * FE * FC * FR$$

a) El periodo del proyecto es de 20 años P = 20

b) Volumen diario inicial de tráfico en un sentido V_1

$V_1 = (450 + 600 + 200 + 200 + 60 + 110) / 2$

$V_1 = 1620 / 2$ $V_1 = 810$ vehículos por día

c) Volumen medio diario de tráfico durante el periodo del proyecto con t = 0,02

$V_m = V_1[2 + (P - 1) * t] / 2 = 810[2 + (20 - 1) * 0,02] / 2$

$V_m = 964$ vehículos por día

d) Cálculo del porcentaje de cada carga por eje simple ó tandem

Vehículos livianos	= 450 * 100 / 1620	= 28
Micro buses	= 600 * 100 / 1620	= 37
Bus, Camión mediano	= 200 * 100 / 1620	= 12
Bus grande	= 200 * 100 / 1620	= 12
Camión grande	= 60 * 100 / 1620	= 4
Semiremolque	= 110 * 100 / 1620	= 7

e) Cálculo del factor de eje [FE]

$x = 28 + 37 + 12 + 4$ $x = 81$ %

$y = 12 + 7$ $y = 19$ %

$FE = 2 * 0,81 + 3 * 0,19$ $FE = 2,19$

f) Factor climático regional [FR]

Tenemos como dato que FR = 1

g) Factor de carga [FC]

Para poder calcular se organiza la información según:

Tipo de Vehículo	Carga por eje (t)	Tipo de eje	No. de ejes	Volumen del tráfico diario	%	Factor de equivalencia	Equivalencia de operaciones
Vehículos livianos	4	Simple	2	450	28	-	-
Micro buses	5	Simple	2	600	37	0,09	3,33
Bus, Camión mediano	8	Simple	2	200	12	1,00	12,00
Bus grande	12	Simple	3	200	12	9,00	108,00
Camión grande	18	Tandem	2	60	4	10,00	40,00
Semiremolque	20	Tandem	3	110	7	20,00	140,00
					100		303,33

Factor de carga FC = 303,33 / 100 FC = 3,03

h) Cálculo de (N)

$N = 365 * P * V_m * FC * FE * FR$

$N = 365 * 20 * 964 * 3,03 * 2,19 * 1$

$N = 46747605$ $N = 4,7*10^7$

- El espesor de las capas del pavimento se calculan según

a) Cálculo del I.S. de la subrasante

CBR = 6 % y I.G. = 7 de la tabla V.3 tenemos un $CBR_{IG} = 8$

I.S. = (6 + 8) / 2 I.S. = 7

- Como el CBR de la subrasante es mayor a 5 %, no es necesario la construcción de una capa de refuerzo de la subrasante, por lo tanto no se construirá la capa de refuerzo de la subrasante

b) Espesor del revestimiento bituminoso (R) se halla de la tabla V.9

El espesor este en función del número equivalente de operaciones (N)

para $N = 4,7*10^7$ el revestimiento bituminoso tendrá un espesor de 10 cm

pero en nuestro medio por lo general se utiliza un espesor de 5 cm por lo tanto:

R = 5 cm

c) Coeficiente de equivalencia estructural (K) se halla de la tabla V.8

Coeficiente de equivalencia estructural del Revestimiento $K_R = 2$

Coeficiente de equivalencia estructural de la Base $K_B = 1$

Coeficiente de equivalencia estructural de la Sub-base $K_S = 1$

d) El espesor del pavimento según el $N = 4{,}7*10^7$ y el I.S. o el CBR se encuentra de la figura V.2

para la subrasante con I.S. = 7, el espesor será: $H_m = 60$ cm

para la sub-base con CBR = 30, el espesor será: $H_{20} = 30$ cm

e) Solución de las inecuaciones

- $R * K_R + B * K_B \geq H_{20}$

$5(2) + B(1) \geq 30$ cm $\quad B \geq 30$ cm $- 10$ cm

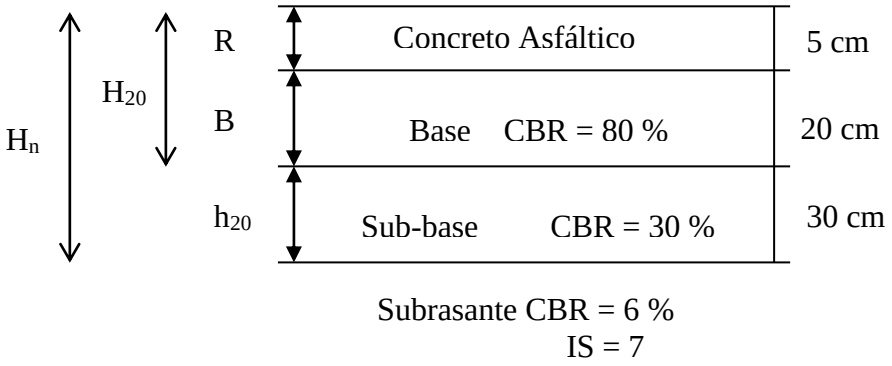
$B \geq 20$ cm $\quad B = 20$ cm

- $R * K_R + B * K_B + h_{20} * K_S \geq H_n$

$5(2) + 20(1) + h_{20}(1) \geq 60$ cm $\quad h_{20} \geq 60$ cm $- 10$ cm $- 20$ cm

$h_{20} \geq 30$ cm $\quad h_{20} \geq 30$ cm

f) Gráfico que muestra las partes del pavimento



Respuesta:

El pavimento estará formado por las siguientes capas:

Espesor Carpeta asfáltica	= 5 cm
Espesor Capa Base	= 20 cm
Espesor Sub-base	= 30 cm

V.11. PROBLEMAS PROPUESTOS

PROBLEMA 1.

El objetivo del siguiente problema es poder calcular el Número equivalente de operaciones (N) de un eje patrón de 18000 lb ó 8,2 t. El cual es necesario para poder dimensionar el espesor del pavimento según el método del DNER.

Calcular el Número equivalente de operaciones de una carretera para un periodo de Proyecto de 20 años y una tasa de crecimiento anual aritmética del 4 %, si la altura anual de lluvia es de 1600 mm y el aforo vehicular del tráfico en ambos sentidos es el siguiente:

Tipo de Vehículo	Carga por eje (t)	Tipo de eje	No. de ejes	Volumen del tráfico diario
Vehículos livianos	4	Simple	2	350
Micro buses	5	Simple	2	520
Bus, Camión mediano	8	Simple	2	240
Bus grande	12	Simple	3	180
Camión grande	18	Tandem	2	70
Semiremolque	20	Tandem	3	55

Para la solución del problema se debe utilizar la tabla V.7 para hallar el Factor climático regional y la figura V.1 para hallar los factores de equivalencia, en el cálculo del Factor de carga.

PROBLEMA 2.

El siguiente problema nos enseña a dimensionar el pavimento según el método del DNER

Diseñar un pavimento de concreto asfáltico para una carretera de 2 carriles, el periodo del proyecto es de 30 años, la tasa de crecimiento anual lineal es t = 6 %, la altura anual de lluvia es de 700 mm, el aforo vehicular en ambos sentidos es el siguiente y los materiales que se disponen para el diseño del pavimento son:

Material de la subrasante CBR = 4 %
Material para refuerzo de la subrasante CBR = 10 %
Material para sub-base CBR = 25 %
Material para base CBR = 90 %

Tipo de Vehículo	Carga por eje (t)	Tipo de eje	No. de ejes	Volumen del tráfico diario
Vehículos livianos	4	Simple	2	555
Micro buses	5	Simple	2	460
Bus, Camión mediano	8	Simple	2	330
Bus grande	12	Simple	3	185
Camión grande	18	Tandem	2	85
Semiremolque	20	Tandem	3	155

Para la solución del problema se debe utilizar la tabla V.7 para hallar el Factor climático regional, la figura V.1 para hallar los factores de equivalencia, en el cálculo del Factor de carga, la tabla V.8 para hallar los coeficientes de equivalencia estructural, la tabla V.9 para el espesor mínimo del revestimiento y la figura V.2 para hallar los espesores del pavimento en función de (N) y del CBR.

PAVIMENTOS DE CONCRETO ASFÁLTICO MÉTODO DEL INSTITUTO DEL ASFALTO (MS-1)

CAPITULO VI

VI. PAVIMENTOS DE CONCRETO ASFÁLTICO MÉTODO DEL INSTITUTO DEL ASFALTO (MS-1)

VI.1. INTRODUCCIÓN

Se consideran las dos condiciones de esfuerzo y tensión específicas, como se muestra en las Figuras VI.1 y VI.2. La primera condición se ilustra en la Figura VI.1(a). Aquí, la carga de la rueda, W, se transmite a la superficie del pavimento a través del neumático como una presión vertical uniforme, P_0. La estructura del pavimento entonces esparce el esfuerzo de la carga, reduciendo su intensidad hasta que, en la superficie de la subrasante, la presión vertical tenga una intensidad máxima de P_1. La figura VI.1(b) ilustra la manera general en la que la intensidad de la presión vertical máxima disminuye con la profundidad, de P_0 a P_1. La segunda condición se ilustra en la Figura VI.2. Aquí la carga de la rueda, W, deforma la estructura del pavimento y causa esfuerzo de tensión y de compresión en la capa del asfalto.

VI.2. VENTAJAS DE BASES DE ASFALTO

Las bases de asfalto tienen muchas ventajas encima de las bases no tratadas. La mayor es que las bases tratadas de asfalto resisten mucho mejor el esfuerzo del pavimento que las bases de agregado no tratado, que no tienen la resistencia a la tensión. Por consiguiente, para las mismas condiciones de carga, las bases tratadas de asfalto pueden construirse más delgadas que las bases de agregado no tratado.

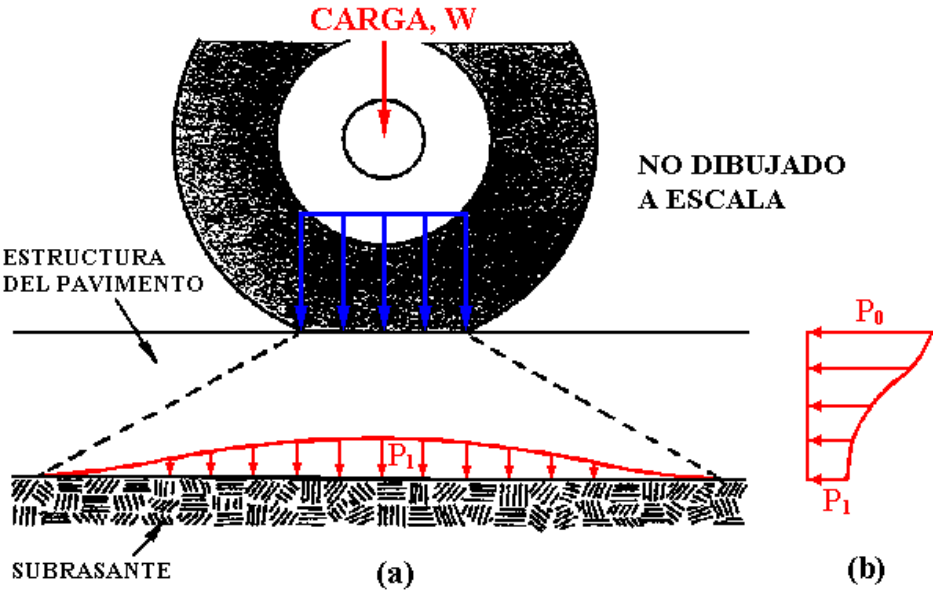


Figura VI.1. Propagación de la presión de la carga de rueda a través de la estructura del pavimento.
Fuente: Asphalt Institute's Thickness Design Manual (MS-1)

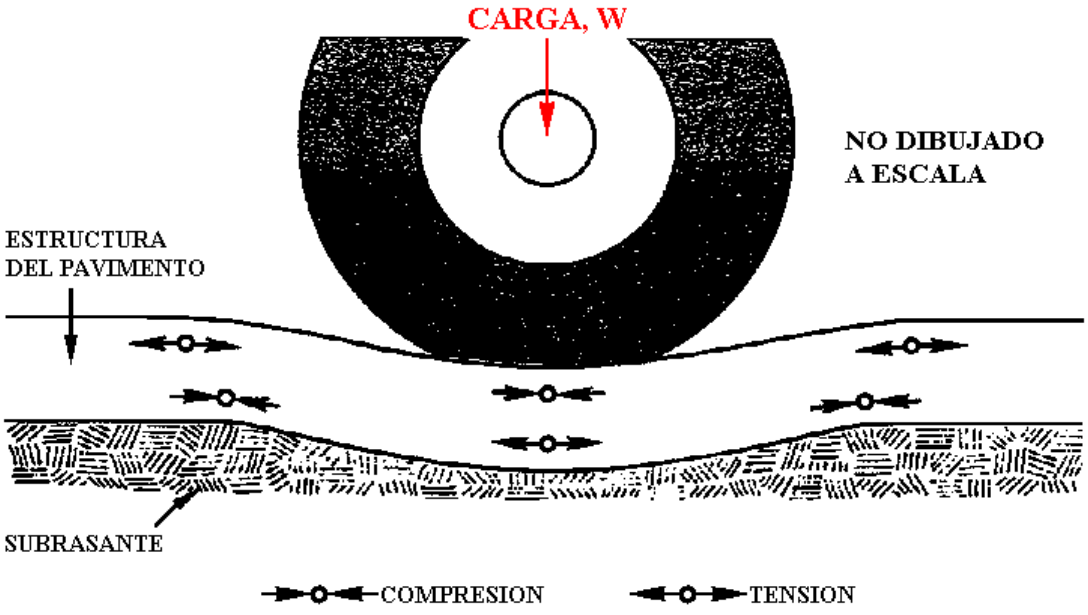


Figura VI.2. Deformación del pavimento producido por esfuerzos de tensión y compresión.
Fuente: Asphalt Institute's Thickness Design Manual (MS-1)

Otras ventajas importantes de bases de asfalto son:

- Con la construcción apropiada, las bases de asfalto producirán pavimentos de calidad de manejo mejorada.

- Los agregados impropios para superficies de asfalto a menudo puede usarse en las bases de asfalto.

- Las bases de asfalto son excelentes para la construcción por etapas.

- Los retrasos de la construcción causados por inclemencias del tiempo son minimizados.

- Las bases de asfalto pueden ser usadas por el tráfico antes que la superficie sea puesta, mientras se espera la construcción.

VI.3. VENTAJAS DE PAVIMENTOS DE ASFALTO FULL-DEPTH

Un pavimento de asfalto Full-Depth es en que las mezclas del asfalto son empleadas para todas las capas sobre la subrasante o subrasante mejorada. Además, los pavimentos Full-Depth no encierran agua, la cual puede causar fallas de la base y de la subrasante, cuando las capas de agregado no tratado lo hacen frecuentemente. De hecho, a veces produce una pequeña o ninguna reducción en la resistencia de la subrasante debajo los pavimentos Full-Depth.

La humedad en una subrasante de arcilla puede estabilizarse en un contenido de humedad más bajo debajo de un pavimento de asfalto Full-Depth después de la construcción; pero debajo pavimentos construidos con capas de bases no tratadas no es posible frecuentemente. Sin embargo, construyendo por el método Full-Depth no permite ignorar el

drenaje de la sub-superficie. El diseño apropiado del drenaje es una característica esencial del diseño global del pavimento. Incluso cuando los drenajes de la sub-superficie debajo del pavimento no son requeridos, frecuentemente se exigen drenajes interceptores para desviar aguas subterráneas.

Algunas otras ventajas de pavimentos Full-Depth son:

- El tiempo requerido para la construcción es reducido.

- Cuando el espesor colocado es de 100 mm (4 in.) o más, pueden extenderse las temporadas de construcción.

- Hay menos interferencia con las utilidades en una construcción de calle de ciudad porque los pavimentos Full-Depth son más delgados que las estructuras de pavimento con capas de agregado no tratado.

- Son generalmente menos afectados por la humedad.

VI.4. CLASIFICACIONES DE CARRETERAS Y CALLES

SISTEMAS FUNCIONALES RURALES	SISTEMAS FUNCIONALES URBANOS
Sistema Arterial Principal • Interestatal • Otras arterias principales	**Sistema Arterial Principal** • Interestatal • Otras autopistas y carreteras • Otras arterias principales
Sistema Arterial Menor **Sistema Colector** • Colectores mayores • Colectores menores	**Sistema Arterial Menor de Calles** **Sistema Colector De Calles**
Sistema Local	**Sistema Local de Calles**

Fuente: Asphalt Institute's Thickness Design Manual (MS-1)

VI.5. CONSTRUCCIÓN POR ETAPAS

Existen muchos tipos de situaciones de tráfico por lo que la construcción por etapas del pavimento deben ser consideradas. Uno de éstos es las calles en los nuevos suburbios. Aquí, la base de asfalto puede ser construida para acomodar el tráfico de construcción y la superficie de asfalto puede ser añadida como última etapa de la construcción. Otro ejemplo son los caminos en los que el volumen de tráfico futuro se espera que aumente sustancialmente. Una valiosa ventaja de la fase de construcción es que pueden corregirse las deficiencias de la subrasante o de la base que se presenten bajo un tráfico anterior, o en el momento de colocación de las capas restantes. Este pavimentado posterior asegura la suavidad de la superficie superior por un período de tiempo más largo.

VI.6. PRINCIPIOS DE DISEÑO

En el procedimiento de diseño, el pavimento se considera un sistema elástico de capas múltiples. Los materiales en cada una de las capas son caracterizados por un módulo de elasticidad y por el módulo de Poisson. El tráfico se expresa en términos de número de aplicaciones de un eje simple de carga equivalente a 80 kN (18,000 lb) aplicado al pavimento en dos juegos de neumáticos duales. Para propósitos de análisis, el neumático dual se aproxima a dos círculos de radio = 115 mm (4.52 in.) espaciado a 345 mm (13.57 in.) de centro a centro, el eje de carga correspondiente a 80 kN (18,000 lb) y la presión del contacto de 483 kPa (70 psi).

El procedimiento puede usarse para diseñar pavimentos de asfalto compuesto de varias combinaciones de superficie y base de concreto asfáltico, superficie y base de emulsión asfáltica (con superficie tratada), y base y sub-base de agregado no tratado. Las secciones típicas de pavimento se muestran esquemáticamente en la figura VI.3.

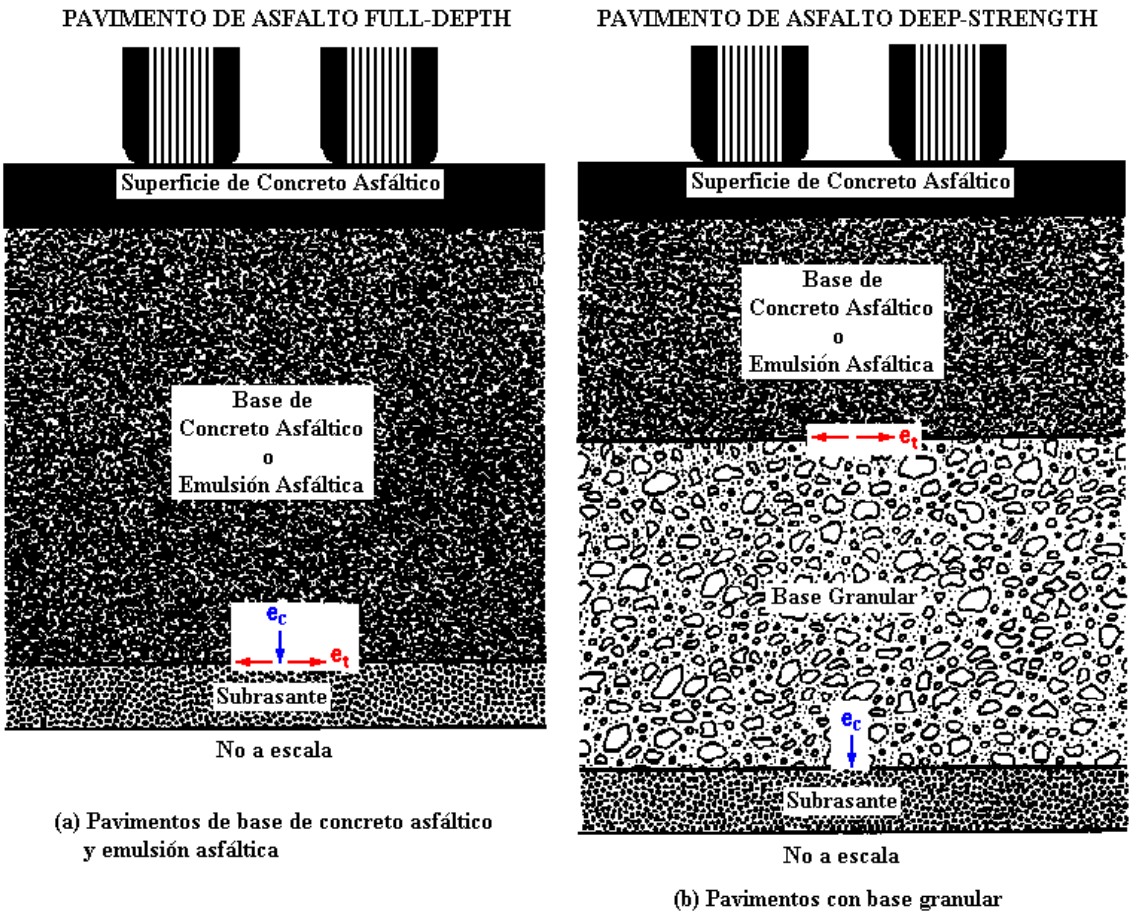


Figura VI.3. Localización de los esfuerzos considerados en el procedimiento de diseño.
Fuente: Asphalt Institute's Thickness Design Manual (MS-1)

Para los pavimentos compuestos de capas de asfalto Full-Depth, el pavimento se considera como un sistema de tres capas. El pavimento con agregado no tratado es considerado un sistema de cuatro capas.

La subrasante, la capa más baja, es asumida infinita en hacia abajo verticalmente y en la dirección horizontal. Las otras capas, de espesor finito, son asumidas infinitas en las direcciones horizontales. La continuidad llena ("fricción llena") es asumida en las interfaces entre cada una de las capas.

VI.6.1. CRITERIO DE DISEÑO

En la metodología adoptada, las cargas en la superficie del pavimento producen dos tensiones que, como se nota en la figura VI.3, son críticas para propósitos de diseño. Estas son (1) la tensión horizontal, ε_t, en la parte inferior de la capa más baja de asfalto limitado, de concreto asfáltico o de emulsión asfáltica tratada, y (2) el esfuerzo vertical de compresión, ε_c, en la superficies de la capa de la subrasante.

Si la tensión horizontal, ε_t, es excesiva, la capa tratada se agrietará. Si el esfuerzo vertical de compresión, ε_c, es excesivo, una deformación permanente será el resultado en la superficie de la estructura del pavimento por la sobrecarga de la subrasante. La deformación excesiva en las capas tratadas es controlada por los límites en las propiedades de los materiales.

VI.7. CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES

Todos los materiales se caracterizan por un módulo de elasticidad (también llamado módulo dinámico, en mezclas asfálticas; o módulo de resiliencia, en materiales granulares no tratados o materiales de suelos) y el módulo de Poisson. Los valores específicos fueron seleccionados basados en la experiencia y el estudio extenso de datos de ensayos reales.

Concreto Asfáltico

El módulo dinámico de las mezclas de concreto asfáltico es muy dependiente de la temperatura del pavimento. Para simular los efectos de temperatura como los cambios a lo largo del año, fueron utilizadas tres distribuciones típicas de temperatura promedio mensual del aire, representando tres regiones climáticas típicas de América del Norte. Los valores del módulo dinámico apropiados fueron seleccionados después de un estudio extenso de las relaciones de módulo-temperatura y propiedades del asfalto.

Mezclas del Emulsiones Asfálticas

Las mezclas de emulsiones asfálticas están caracterizadas por tres tipos de mezclas, dependiendo del tipo de agregado usado:

Tipo I - Mezclas de emulsión asfáltica hechas con agregado procesado, de densa calidad.

Tipo II - Mezclas de emulsión asfáltica hechas con agregado semi-procesado, estrujado, aplastado o triturado.

Tipo III - Mezclas de emulsión asfáltica hechas con arenas o arenas limosas.

El módulo dinámico está en función de periodo de curado, y un período de 6 meses fue usado para preparar los ábacos de diseño. Los periodos de curado mayores a 24 meses no tienen una influencia significante en los espesores.

Materiales Granulares No Tratados

El módulo de resiliencia de los materiales granulares no tratados varían con las condiciones de esfuerzos en el pavimento.

En el desarrollo del método del Instituto del Asfalto, tres juegos de condiciones medioambientales fueron seleccionados para representar el rango de condiciones a que el manual debe aplicar:

Temperatura Promedio Anual del Aire	Efectos de Heladas
≤7°C (45°F)	Sí
15.5°C (60°F)	Posible
≥24°C (75°F)	No

Fuente: Asphalt Institute's Thickness Design Manual (MS-1)

La Temperatura Promedio Anual del Aire (MAAT) fue usada para caracterizar las condiciones medioambientales aplicables a cada región, y las características de los materiales fueron seleccionadas apropiadamente.

VI.8. ANÁLISIS DE TRÁFICO

La primera preocupación es el número y pesos de cargas del eje, esperados a ser aplicados al pavimento durante un período de tiempo dado. Típicamente ellos van de ligero (menos de 9 kN [2000 lb]) a pesado (más de los límites legales). Investigaciones han mostrado que el efecto en el rendimiento del pavimento de una carga del eje de cualquier masa puede representarse por el número de aplicaciones de carga de eje equivalente a 80 kN (18000 lb) (EAL). Por ejemplo, una aplicación de un eje simple de 89 kN (20000 lb) es igual a 1.5 aplicaciones de un eje simple de 80 kN (18000 lb). Recíprocamente, toma casi cuatro aplicaciones de un eje simple de 58 kN (13000 lb) para igualar una aplicación de un eje simple de 80 kN (18000 lb).

El procedimiento de análisis de tráfico incorpora cargas de ejes simples equivalentes a 80 kN (18000 lb). Por consiguiente, es necesario saber el número de vehículos, o el número y peso de las cargas del eje, esperadas en la nueva facilidad de la carretera.

VI.8.1. ESTIMACIONES DEL VOLUMEN DE TRÁFICO

Período de Análisis

Al inicio del proyecto se define un Periodo de Análisis, de acuerdo a la importancia de la carretera, la confiabilidad de las proyecciones de tráfico y la disponibilidad de recursos. La vida del pavimento o periodo de análisis puede extenderse indefinidamente, a través de obras de rehabilitación, hasta que la carretera quede por cambios en su geometría.

Periodo de Diseño

Un pavimento puede diseñarse para soportar los efectos acumulativos del tráfico para cualquier periodo de tiempo. El periodo seleccionado, en años, se llama Periodo de Diseño, al término de éste, se espera que el pavimento requiera alguna acción de rehabilitación mayor, como por ejemplo una sobre-carpeta de refuerzo para restaurar su condición.

Carril de Diseño

Para calles y carreteras de dos carriles, el Carril de Diseño puede ser cualquier carril de la facilidad del pavimento. Para las calles y carreteras de carriles múltiples es generalmente el carril externo. Bajo algunas condiciones los camiones pueden viajar más en una dirección que en la otra. En muchos lugares, camiones cargados viajarán en una dirección y camiones vacíos en la otra dirección. En la ausencia de datos específicos, la Tabla VI.1 puede usarse para determinar la proporción relativa de camiones a ser esperados para el Carril del Diseño.

Tabla VI.1. Porcentaje de Tráfico Total de Camiones en el Carril de Diseño

Número de Carriles de Tráfico (Dos Direcciones)	Porcentaje de Camiones en el Carril de Diseño
2	50
4	45 (35-48) *
6 ó más	10 (25-48) *

* Rango Probable.

Fuente: Asphalt Institute's Thickness Design Manual (MS-1)

Crecimiento de Tráfico

El crecimiento puede ser estimado para el diseño usando el Factor de Crecimiento dado en la Tabla VI.2. Estos factores multiplicados por la estimación de tráfico del primer año (EAL) dará el número total de repeticiones de carga esperado durante el Período del Diseño.

Tabla VI.2. Factor de Crecimiento*

Periodo de Diseño, años (*n*)	Tasa de Crecimiento Anual, (*r*) Porcentaje							
	Ningún Crecimiento	2	4	5	6	7	8	10
1	1	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
2	2	2,02	2,04	2,05	2,06	2,07	2,08	2,10
3	3	3,06	3,12	3,15	3,18	3,21	3,25	3,31
4	4	4,12	4,25	4,31	4,37	4,44	4,51	4,64
5	5	5,2	5,42	5,53	5,64	5,75	5,87	6,11
6	6	6,31	6,63	6,80	6,98	7,15	7,34	7,72
7	7	7,43	7,90	8,14	8,39	8,65	8,92	9,49
8	8	8,58	9,21	9,55	9,90	10,26	10,64	11,44
9	9	9,75	10,58	11,03	11,49	11,98	12,49	13,58
10	10	10,95	12,01	12,58	13,18	13,82	14,49	15,94
11	11	12,17	13,49	14,21	14,97	15,78	16,65	18,53
12	12	13,41	15,03	15,92	16,87	17,89	18,98	21,38
13	13	14,68	16,63	17,71	18,88	20,14	21,50	24,52
14	14	15,97	18,29	19,60	21,02	22,55	24,21	27,97
15	15	17,29	20,02	21,58	23,28	25,13	27,15	31,77
16	16	18,64	21,82	23,66	25,67	27,89	30,32	35,95
17	17	20,01	23,70	25,84	28,21	30,84	33,75	40,54
18	18	21,41	25,65	28,13	30,91	34,00	37,45	45,60
19	19	22,84	27,67	30,54	33,76	37,38	41,45	51,16
20	20	24,3	29,78	33,07	36,79	41,00	45,76	57,27
25	25	32,03	41,65	47,73	54,86	63,25	73,11	98,35
30	30	40,57	56,08	66,44	79,06	94,46	113,28	164,49
35	35	49,99	73,65	90,32	111,43	138,24	172,32	271,02

Fuente: Asphalt Institute's Thickness Design Manual (MS-1)

* Factor $= \frac{(1+r)^n - 1}{r}$, donde $r = \frac{\text{tasa}}{100}$ y no es 0. Si el Crecimiento Anual es 0, Factor de Crecimiento = Período de Diseño.

VI.8.2. ESTIMACIÓN DE EAL

El procedimiento de análisis de tráfico recomendado determina el número de aplicaciones de carga equivalente de eje simple de 80 kN (18000 lb) (EAL) a ser usado en la determinación del espesor del pavimento. Estas condiciones son:

- *Factor de Camión.*- El número de aplicaciones de carga equivalente de eje simple de 80 kN (18000 lb) contribuidas por una pasada de un *vehículo*.

- *Factor de Equivalencia de Carga.*- El número de aplicaciones de carga equivalente de eje simple de 80 kN (18000 lb) contribuidas por una pasada de un *eje*.

- *Número de Vehículos.*- El número total de vehículos involucrados.

EAL es calculado multiplicando el número de vehículos en cada clase de peso por el Factor del Camión apropiado y obteniendo la suma del producto:

EAL = Σ (número de vehículos en cada clase del peso x Factor de Camión)

El Factor de Camión es determinado de los datos de distribución de eje de peso usando los Factores de Equivalencia de Carga (Tabla VI.3). Un Factor del Camión promedio es calculado multiplicando el número de ejes en cada clase de peso por el Factor de Equivalencia de Carga apropiado y dividiendo la suma de los productos por el número total de vehículos involucrados:

$$\text{Factor de Camión Promedio} = \frac{\sum(\text{número de ejes x Factor de Equivalencia de Carga})}{\text{número de vehículos}}$$

El Factor de Equivalencia de carga puede obtenerse de la Tabla VI.3. La figura VI.4(a) muestra ejemplos de EAL para varios pesos de ejes, y la Figura IV-1(b) ilustra el cálculo de un factor del camión para un camión simple usando el factor de equivalencia de carga de la Tabla VI.3. El procedimiento para el cálculo de Factores del Camión se ilustra en la Tabla VI.4.

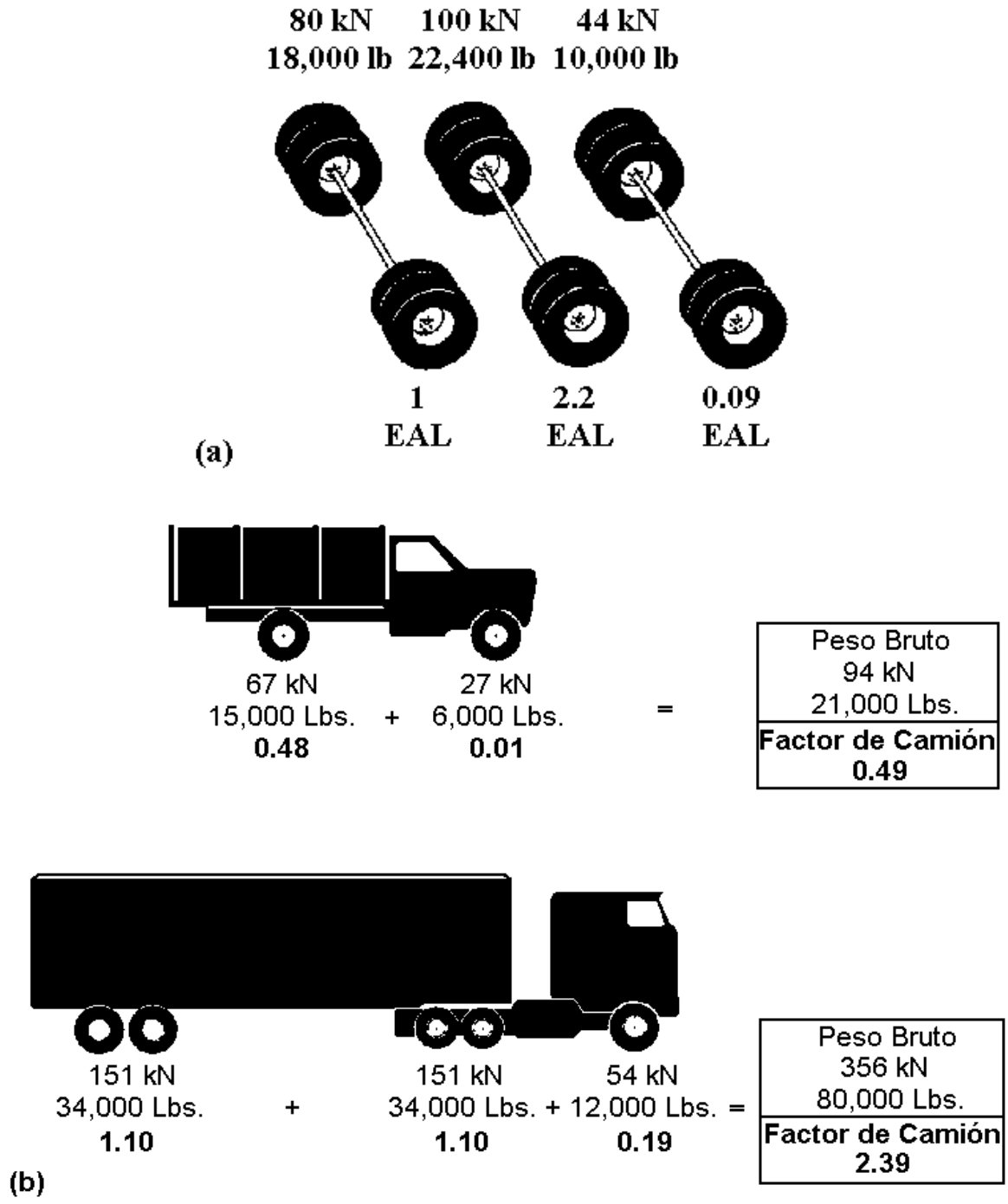


Figura VI.4. Factores de Equivalencia de Carga.
Fuente: Asphalt Institute's Thickness Design Manual (MS-1)

Pueden determinarse los Factores del camión para camiones individuales de cualquier tipo o para combinaciones de tipos de camiones (por ejemplo, unidades simples de 2 ejes, unidades simples de 3 ejes, unidades trailers-tractor de 5 ejes).

Se dan los Factores del Camión típicos en la Tabla VI.5 para una variedad de camiones y clasificaciones de carretera.

El Factor de Camión promedio más grande en la Tabla VI.5 es 2,21. Pero, un Factor de Camión en exceso ha sido reportado para caminos sujetados a los volúmenes sumamente altos de camiones muy cargados. Bajo ciertas circunstancias, como caminos de entrada para operaciones comerciales pesadas, operaciones mineras, o caminos de extracción de madera de los bosques, los Factores de Camión para los camiones cargados pueden exceder 5.0. Los datos limitados indican que en algunos casos un grupo de tractores semi-remolques de 5 ejes sumamente cargados puede consistir de tantos como dos tercios de peso bruto excediendo 329 kN (74000 lb). Varias combinaciones de mezcla de tráfico normal más ciertos porcentajes de estos vehículos muy cargados pueden usarse fácilmente para determinar los Factores del Camión Promedio que excedan 2,0 para propósitos de diseño.

TABLA VI.3. Factor de Equivalencia de Carga*

Carga de Eje Bruto		Factores de Carga Equivalente		
kN	lb	Ejes Simple	Ejes Tándem	Ejes Trídem
4,45	1000	0,00002		
8,9	2000	0,00018		
17,8	4000	0,00209	0,0003	
26,7	6000	0,01043	0,001	0,0003
35,6	8000	0,0343	0,003	0,001
44,5	10000	0,0877	0,007	0,002
53,4	12000	0,189	0,014	0,003
62,3	14000	0,36	0,027	0,006
71,2	16000	0,623	0,047	0,011
80	18000	1	0,077	0,017
89	20000	1,51	0,121	0,027
97,9	22000	2,18	0,18	0,04
106,8	24000	3,03	0,26	0,057
115,6	26000	4,09	0,364	0,08
124,5	28000	5,39	0,495	0,109
133,4	30000	6,97	0,658	0,145
142,3	32000	8,88	0,857	0,191
151,2	34000	11,18	1,095	0,246
160,1	36000	13,93	1,38	0,313
169	38000	17,2	1,7	0,393
178	40000	21,08	2,08	0,487
187	42000	25,64	2,51	0,597
195,7	44000	31	3	0,723
204,5	46000	37,24	3,55	0,868
213,5	48000	44,5	4,17	1,033
22,4	50000	52,88	4,86	1,22
231,3	52000		5,63	1,43
240,2	54000		6,47	1,66
249	56000		7,41	1,91
258	58000		8,45	2,2
267	60000		9,59	2,51
275,8	62000		10,84	2,85
284,5	64000		12,22	3,22
293,5	66000		13,73	3,62
302,5	68000		15,38	4,05
311,5	70000		17,19	4,52
320	72000		19,16	5,03
329	74000		21,32	5,57
338	76000		23,66	6,15
347	78000		26,22	6,78
356	80000		29	7,45
364,7	82000		32	8,2
373,6	84000		35,3	8,9
382,5	86000		38,8	9,8
391,4	88000		42,6	10,6
400,3	90000		46,8	11,6

Fuente: Apéndice D, AASHTO, Guide for Design of Pavement Structures, Washington, D.C. 1993

Nota: kN convertidos a lb están dentro del 0,1 % de lb mostrados.

Tabla IV.4. Ejemplo de distribución de cargas por eje (basado en el aforo del camión y datos de peso para carreteras rurales Interestatales típicas de EE.UU.).

Grupo de Carga de Eje		No. De Ejes Para 1000 Vehículos*	Factor de Equivalencia de Carga	EAL
kN	(1000 lb)		(Tabla VI.3)	(Col (2) x Col (3))
(1)		(2)	(3)	(4)
	Ejes Simple			
< 13,35	(< 3)	604	0,0002	0,1
13,35 - 31,15	(3 - 7)	557	0,006	3,3
31,15 - 35,6	(7 - 8)	140	0,028	3,9
35,6 - 53,4	(8 - 12)	493	0,087	42,9
53,4 - 71,2	(12 - 16)	154	0,36	55,4
71,2 - 80,0	(16 - 18)	75	0,811	60,8
80,0 - 89,0	(18 - 20)	33	1,25	41,2
89,0 - 97,8	(20 - 22)	5	1,84	9,2
97,8 - 106,8	(22 - 24)	2	2,6	5,2
106,8 - 115,6	(24 - 26)	1	3,56	3,6
115,6 - 133,5	(26 - 30)	1	5,42	5,4
	Ejes Tándem			
< 26,7	(< 6)	22	0,01	0,2
26,7 - 53,4	(6 - 12)	227	0,01	2,3
53,4 - 80,0	(12 - 18)	162	0,037	6
80,0 - 106,8	(18 - 24)	108	0,15	16,2
106,8 - 133,5	(24 - 30)	140	0,429	60,1
133,5 - 142,3	(30 - 32)	58	0,757	43,9
142,3 - 151,2	(32 - 34)	24	0,97	24,3
151,2 - 160,0	(34 - 36)	6	1,23	7,4
160,0 - 169,0	(36 - 38)	3	1,54	4,6
169,0 - 178,0	(38 - 40)	1	1,89	1,9
178,0 - 187,0	(40 - 42)	1	2,29	2,3
187,0 - 195,7	(42 - 44)	1	2,75	2,8
195,7 - 204,5	(44 - 46)	1	3,27	3,3
204,5 - 222,4	(46 - 50	1	4,17	4,2
>222,4	(>50)	1	5,2	5,2
(Use 226,8 (51))				
				415,7
Factor de Camión Promedio = EAL/Vehículo = 415,7/1000 = 0,42				

Fuente: Asphalt Institute's Thickness Design Manual (MS-1)

Tabla VI.5. Distribución de Factor de Camión (TF) para diferentes clases de Carreteras y Vehículos - Estados Unidos

Factores de Camión												
Tipo de Vehículo	Sistema Rural						Sistema Urbano					
	INTER-ESTATAL	ARTERIA PRINCIPAL	ARTERIA MENOR	COLECTORES MAYOR	COLECTORES MENOR	RANGO	INTER-ESTATAL	OTRAS VÍAS	ARTERIA PRINCIPAL	ARTERIA MENOR	COLEC-TORES	RANGO
Camión de Unidad Simple												
2 ejes, 4 llantas	0,003	0,003	0,003	0,017	0,003	0,003-0,017	0,002	0,015	0,002	0,006	---	0,006-0,015
2 ejes, 6 llantas	0,21	0,25	0,28	0,41	0,19	0,19-0,41	0,17	0,13	0,24	0,23	0,13	0,13-0,24
3 ejes o más	0,61	0,86	1,06	1,26	0,45	0,45-1,26	0,61	0,74	1,02	0,76	0,72	0,61-1,02
Todas las unidades simples	0,06	0,08	0,08	0,12	0,03	0,03-0,12	0,05	0,06	0,09	0,04	0,16	0,04-0,16
Camión semi-trailers												
4 ejes o menos	0,62	0,92	0,62	0,37	0,91	0,37-0,91	0,98	0,48	0,71	0,46	0,40	0,40-0,98
5 ejes	1,09	1,25	1,05	1,67	1,11	1,05-1,67	1,07	1,17	0,97	0,77	0,63	0,63-1,17
6 ejes o más	1,23	1,54	1,04	2,21	1,35	1,04-2,21	1,05	1,19	0,90	0,64	---	0,64-1,19
Todas las unidades múltiples	1,04	1,21	0,97	1,52	1,08	0,97-1,52	1,05	0,96	0,91	0,67	0,53	0,53-1,05
Todos los camiones	0,52	0,38	0,21	0,30	0,12	0,12-0,52	0,39	0,23	0,21	0,07	0,24	0,07-0,39

Fuente: Asphalt Institute's Thickness Design Manual (MS-1)

VI.8.3. DETERMINACIÓN EAL DE DISEÑO

El procedimiento para determinar el EAL de Diseño es el siguiente:

(1) Determine el número promedio de cada tipo de vehículo esperado en el Carril de Diseño durante el primer año de tráfico.

(2) Seleccione de la Tabla VI.5, un Factor de Camión para cada tipo del vehículo encontrado en el paso (1).

(3) Seleccione, de la Tabla VI.2, un Factor de Crecimiento para todos los vehículos, o Factores de Crecimiento separados para cada tipo del vehículo, apropiado para el período de diseño.

(4) Multiplique el número de vehículos por el Factor de Camión y por el Factor de Crecimiento (o Factores) determinados en los pasos (2) y (3).

(5) Sume los valores determinados para obtener el EAL de Diseño.

La Tabla VI.6 es un ejemplo de hoja de cálculo que muestra el cálculo de EAL de Diseño para una carretera rural de cuatro carriles.

Tabla VI.6. Ejemplo de Hoja de cálculo para el análisis de tráfico.

Lugar: Carretera rural interestatal de 4 carriles — Período de Diseño: 20 Años

Tipo de Vehículo	Número de Vehículos (por año) 1 *		Factor de Camión 2		Factor de Crecimiento 4% 3		EAL [1 X 2 X 3] 4
Camiones de unidad simple							
2 ejes, 4 neumáticos	84700	X	0,003	X	29,8	=	7600
2 ejes, 6 neumáticos	15800	X	0,21	X	29,8	=	98900
3-eje o más	4000	X	0,61	X	29,8	=	72700
Todos simple	104500				Subtotal		179200
Tractor semi-remolque y combinaciones							
4 ejes o menos	9800	X	0,62	X	29,8	=	181100
5 ejes	80800	X	1,09	X	29,8	=	2624500
6 ejes o más	7000	X	1,23	X	29,8	=	256600
Todo tractor, etc.	92600				Subtotal		3062200
Todos los camiones	197100				EAL de diseño = Total		3241400

* Basado en AADT = 5000 durante primer año de tráfico, 45 % en el Carril de Diseño, 24 % de camiones.

Fuente: Asphalt Institute's Thickness Design Manual (MS-1)

Otro factor que podría ser considerado en la determinación del EAL de Diseño es el efecto perjudicial de presiones de contacto de neumático superiores. Si las medidas de neumático de camión reales indican que presiones de inflación son significativamente anteriores a la condición de carga normal (70 psi), entonces los factores de ajuste de la Figura VI.5 puede usarse para modificar el tráfico del diseño para esta tensión adicional. Este ajuste es hecho multiplicando el EAL de diseño inicial por el Factor de Ajuste de EAL (de la línea de espesor de concreto asfalto apropiada) para cada tipo del vehículo individual o para la condición del camión promedio. Típicamente, las presiones de contacto de neumático de camión son iguales al 90 % de la presión de inflación de neumático aproximadamente.

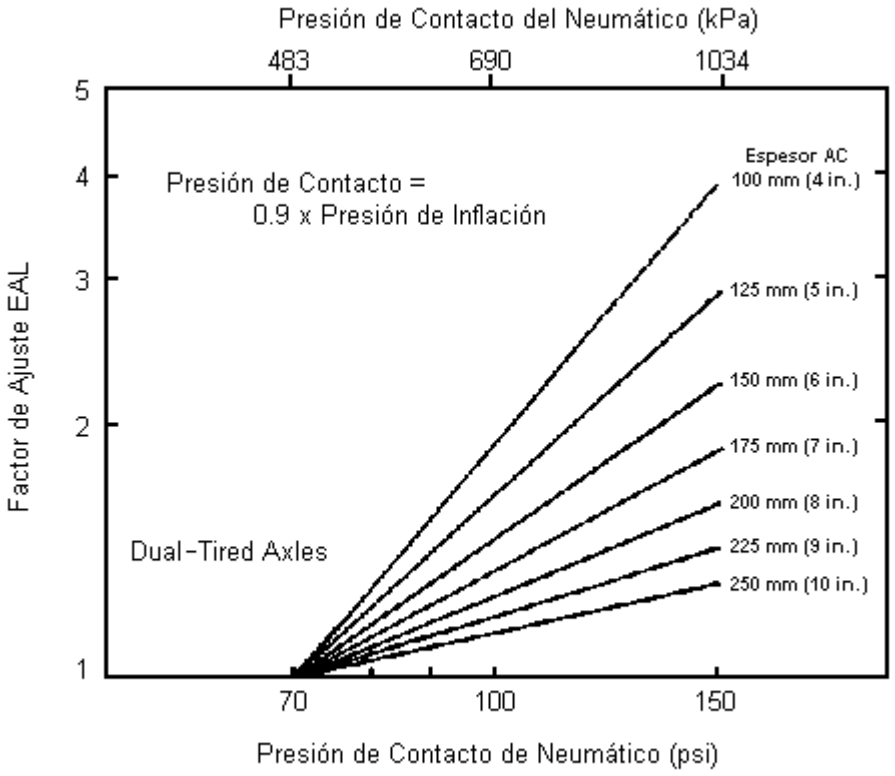


Figura VI.5. Factor de Ajuste EAL para Presión del Neumático.*

* H.F. Southgate and R.C. Deen, "Effect of Load Distribution and Axle and Tire Configurations on Pavement Fatigue," UKTRP-85-13, May 1985, Kentucky Transportation Research Program, University of Kentucky.
Fuente: Asphalt Institute's Thickness Design Manual (MS-1)

VI.9. CARACTERIZACIÓN DE LOS MATERIALES

Para el diseño de los espesores de una sección estructural del pavimento flexible, el método del Instituto del Asfalto considera importante caracterizar los materiales mediante la determinación del Módulo de Resiliencia (M_R).

En orden de facilitar el uso de los ábacos de diseño con otros ensayos ampliamente usados, se han establecido correlaciones con el Índice de Soporte California (CBR).

El módulo de resiliencia puede ser aproximado de los valores de los ensayos CBR según la relación:

M_R (MPa) = 10.3 CBR o

M_R (psi) = 1500 CBR.

Las correlaciones anteriores solo se aplican a materiales de la subrasante, no así a materiales granulares utilizados en las capas de sub-bases o base.

Para la caracterización de los materiales se recomienda el uso de métodos de ensayos establecidos por las normas AASHTO y ASTM:

TABLA VI.7. Ensayos de Suelos de la Subrasante y Tamaños de Pruebas

Nombre Común del Ensayo	Uso	Método de Prueba		Tamaño Aprox. de la Muestra	Propósito del Ensayo
		AASHTO	ASTM		
Límite Líquido	Clasificación	T 89	D4318	25 kg (5 lb)	Encuentra el contenido de agua en el límite entre estado líquido y plástico.
Límite Plástico	Clasificación	T 90	D4318	25 kg (5 lb)	Encuentra el contenido de agua en el límite entre estado plástico y el semisólido.
Índice de Plasticidad	Clasificación	T 90	D4318	25 kg (5 lb)	Encuentra el rango de contenido de agua en que el suelo está en un estado plástico.
Análisis Mecánico	Clasificación	T 88	D422	25 kg (5 lb)	Determina la distribución del tamaño de la partícula de un suelo.
Compactación	Relación de Humedad–Densidad	T180	D1557	11 kg (25 lb)	Determina la densidad máxima en un esfuerzo de compactación dado y el contenido de agua al que puede alcanzar.
CBR	Base para el Diseño de Espesor	T193	D1883	7 kg (15 lb)	Determina la capacidad de carga portante. Los resultados se usan para encontrar el módulo de resiliencia aproximado.
Valor-R	Base para el Diseño de Espesor	T190	D2844	9 kg (20 lb)	Determina la capacidad de carga portante. Los resultados se usan para encontrar el módulo de resiliencia aproximado.
Módulo Resiliente, M_R (E_S)	Base para el Diseño de Espesor	Manual del Instituto del Asfalto MS-10		11 kg (25 lb)	Determina el módulo de resiliencia del suelo de la subrasante.

Fuente: Asphalt Institute's Thickness Design Manual (MS-1)

El módulo de resiliencia de la subrasante de diseño está definido como el valor del módulo de resiliencia de la subrasante que es menor del 60, 75, ó 87,5 por ciento de todos los valores del ensayo en la sección. Estos porcentajes se relacionan a los niveles de tráfico como se muestra en la Tabla VI.8.

Tabla VI.8. Valor Percentil del M_R para Diseño de la Subrasante, de acuerdo al nivel del Tránsito.

Nivel de Tráfico EAL	Valor de la Subrasante de Diseño
10^4 ó menos	60
Entre 10^4 y 10^6	75
10^6 ó más	87,5

Fuente: Asphalt Institute's Thickness Design Manual (MS-1)

El procedimiento gráfico para determinar el Módulo de Resiliencia de la Subrasante de Diseño, M_R, es el siguiente:

(1) Seleccione el Tráfico de Diseño EAL.

(2) Pruebe seis a ocho muestras de subrasante. Convierta los datos de ensayo del CBR al valor del módulo de resiliencia de la subrasante.

(3) Coloque todos los valores en forma descendiente al orden numérico.

(4) Para cada cambio en el valor del ensayo, empezando con el valor más bajo, calcule el porcentaje del número total de valores al que son iguales, o mayor que el valor del ensayo.

(5) Trace los resultados en el papel de sección de cruz.

(6) Dibuje una curva lisa que mejor se ajuste a través de los puntos trazados. (Nota: si los datos del ensayo están bien distribuidos, la curva debe tener una forma de "S" y el valor del 50 por ciento debe caerse cerca del promedio de los datos.)

(7) Lea de la curva el valor de resistencia de la subrasante en el valor del porcentaje apropiado mostrado en la Tabla VI.8. Éste es el valor de resistencia de la subrasante de diseño.

Tabla VI.9. Requisitos de Calidad de Base y Sub-base de Agregado no tratado

Ensayo	Requisitos del Ensayo	
	Sub-base	Base
CBR, mínimo	20	80
ó		
Valor-R, mínimo	55	78
Límite líquido, máximo	25	25
Índice de plasticidad, máximo, o	6	NP
Arena Equivalente, mínimo	25	35
% que pasa Tamiz No. 200, máximo	12	7

Fuente: Asphalt Institute's Thickness Design Manual (MS-1)

Ejemplo. Determine el Módulo de Resiliencia de la Subrasante de Diseño para las condiciones dadas.

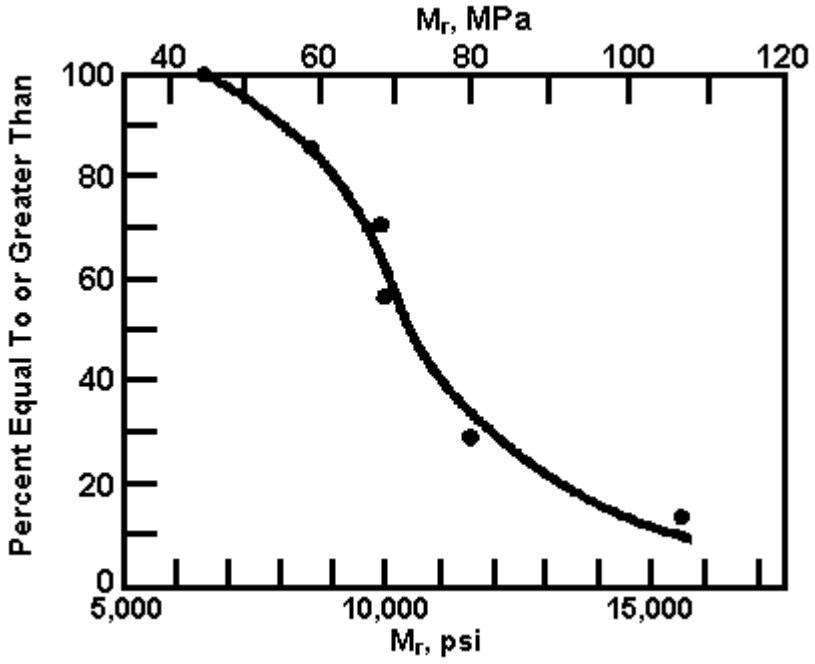
(1) Tráfico de Diseño EAL = 10^4, 10^5 y 10^6.

(2) Los resultados de siete ensayos produjeron los siguientes valores de ensayo de módulo de resiliencia de la subrasante: 44.8, 58.6, 67.6, 68.3, 68.3, 80.0, 106.9 MPa (6,500; 8,500; 9,800; 9,900; 9,900; 11,600; 15,500 psi).

(3) Los valores de porcentaje han sido calculados como:

Valores del Ensayo		Número Igual	Porcentaje Igual
MPa	psi	o Mayor a	o Mayor a
106,9	15500	1	(1/7) 100 = 14
80,0	11600	2	(2/7) 100 = 29
68,3	9900		
68,3	9900	4	(4/7) 100 = 57
67,6	9800	5	(5/7) 100 = 71
58,6	8500	6	(6/7) 100 = 86
44,8	6500	7	(7/7) 100 = 100

(4) El trazado de los valores de ensayo contra el porcentaje igual o mayor a:



(5) Del gráfico, determine los valores M_R de la subrasante de diseño para los diferentes valores de diseño de EAL.

EAL	Valor de Porcentaje de Diseño	M_R de la Subrasante de Diseño	
		MPa	psi
10^4	60	69,0	10000
10^5	75	64,1	9300
10^6	87,5	56,9	8250

VI.10. PROCEDIMIENTO DE DISEÑO ESTRUCTURAL

Los espesores resultantes satisfacen dos criterios de esfuerzos diferentes, el esfuerzo vertical de compresión en la superficie de la subrasante, y el esfuerzo horizontal de tensión en la parte inferior de la capa más baja del límite de asfalto.

Los ábacos de diseño incluyen niveles de tráfico entre EAL = 5 x 10^3 a EAL < 10^8. Los diseños para EAL mayor que 3 x 10^6 deben ser considerados candidatos para futuras cubiertas de la nivelación o construcción por etapas.

VI.10.1. PROCEDIMIENTO DE DISEÑO

Los pasos en el procedimiento del diseño son:

(1) Seleccione o determine los datos de la entrada.

(a) valor de tráfico, EAL,

(b) módulo elástico de la subrasante, M_R,

(c) tipos de superficie y de base.

(2) Determine los espesores del diseño para las condiciones específicas descritas por los datos de la entrada.

(3) Prepare el diseño de construcción por etapas, si es necesario.

(4) Haga que un análisis económico de las varias soluciones obtenidas para el problema del diseño.

(5) Seleccione último diseño.

VI.10.2. VALORES DE ENTRADA DE TRÁFICO DE DISEÑO, SUBRASANTE Y MATERIALES

La entrada común al procedimiento del diseño para los tres tipos de pavimentos incluyen:

(1) La determinación de tráfico, EAL, se expresó como el número total de aplicaciones de un eje simple equivalente de 80 kN (18,000 lb) de carga esperado durante el período del diseño.

(2) Subrasante el módulo resiliente, M_R.

(3) Los tipos de base a ser considerados: concreto asfáltico, mezcla de emulsiones asfálticas Tipo I, II ó III, base o sub-base no tratadas.

VI.10.3. FACTORES DE AMBIENTE

En áreas de suelos susceptibles a altas heladas y a condiciones de temperaturas bajas, puede ser necesario quitar y reemplazar el suelo susceptible a heladas o tomar otras precauciones para la construcción del pavimento. En climas sumamente calientes, deben diseñarse las mezclas asfálticas para resistir a la fisuración y mantenerse firme a temperaturas altas.

Debido a que las mezclas asfálticas son influenciadas por la temperatura, se recomienda que las diferentes calidades de asfalto sean utilizadas donde diferentes condiciones de temperatura prevalezcan. La Tabla VI.10 muestra las calidades de asfalto recomendadas para varias condiciones de temperatura.

Tabla VI.10. Selección de la Calidad de Asfalto

Condición de temperatura	Calidades de Asfalto *	
Fría, temperatura promedio anual del aire ≤7°C(45°F)	CA-5, AR-2000, 120/150 pen.	CA-10 AR-4000 85/100 pen.
Caliente, temperatura promedio anual del aire entre 7°C (45°F) y 24°C (75°F)	CA-10 AR-4000 85/100 pen.	CA-20 AR-8000 60/70 pen.
Caliente, temperatura promedio anual del aire ≥24°C(75°F)	CA-20 AR-8000 60/70 pen.	CA-40 AR-16000 40/50 pen.

* Las emulsiones asfálticas de escenas medio (MS) y lento (SS) son usadas en mezclas de base de emulsión asfáltica. Estas pueden ser de dos tipos: catiónico (ASTM D 2397 ó AASHTO M 208) ó aniónico (ASTM D 977 ó AASHTO M 140).
La calidad de la emulsión asfáltica es seleccionada principalmente en base a su habilidad de cubrir al agregado satisfactoriamente. Esto es determinado con ensayos de cubrir y estabilizar (ASTM D 244, AASHTO T 59). Otros factores importantes en la selección es la disponibilidad de agua en el lugar de trabajo, el tiempo anticipado en el momento de construcción, el proceso mezclado a ser usado y el tiempo de curado.
Fuente: Asphalt Institute's Thickness Design Manual (MS-1)

VI.10.4. ESPESOR MÍNIMO DE HORMIGÓN DEL ASFALTO

Cuando el concreto asfáltico se usa encima de base de emulsiones asfálticas de Tipo II ó Tipo III, se recomienda los espesores mínimos de concreto asfáltico de la Tabla VI.11. Las sustituciones de mezclas de emulsiones asfálticas Tipo I pueden hacerse como se indica en la Tabla VI.11.

Cuando se usan bases de emulsiones asfálticas Tipo I, se requerirá un tratamiento de la superficie.

Tabla VI.11. Espesor Mínimo de Concreto Asfáltico Encima de Bases de Emulsiones Asfálticas

Nivel de Tráfico	Tipo II y III[1]	
EAL	mm	(in.)
10^4	50	(2)
10^5	50	(2)
10^6	75	(3)
10^7	100	(4)
$>10^7$	130	(5)

[1] concreto asfáltico, o mezclas de emulsiones asfálticas Tipo I con superficie tratada, pueden usarse encima de bases de emulsiones asfálticas Tipo II ó Tipo III.

Fuente: Asphalt Institute's Thickness Design Manual (MS-1)

VI.10.5. DETERMINACIÓN DEL ESPESOR PARA PAVIMENTOS DE CONCRETO ASFÁLTICO FULL-DEPTH

La selección de espesor para pavimentos de concreto asfáltico Full-Depth puede hacerse usando el ábaco de diseño A-7. En este ábaco se introduce los valores de tráfico apropiado EAL y los valores M_R de la subrasante del diseño previamente seleccionada. Los espesores de pavimento de concreto asfáltico Full-Depth puede leerse directamente al 25 mm más cercano (1 in. más cercano) o menos.

Ejemplo. Diseñe un pavimento de concreto asfáltico Full-Depth para estas condiciones:

Módulo de Subrasante: M_R = 41.4 MPa

Clima: MAAT = 15.6°C

Tráfico de diseño: EAL = 10^6

Del ábaco A-7 se determinó que el espesor de diseño de concreto asfáltico Full-Depth es igual a 240 mm de superficie y base de concreto asfáltico.

VI.10.6. DETERMINACIÓN DEL ESPESOR PARA PAVIMENTOS DE BASES DE EMULSIONES ASFÁLTICAS

De los ábacos A-8 a A-10 puede usarse para diseñar pavimentos de asfalto con los tres tipos de capas de bases de emulsiones asfálticas.

Los ábacos del diseño asumen períodos de curado de 6 meses. Los períodos de curado superiores a 24 meses no tendrán influencia significante en los requisitos del espesor de diseño.

Los ábacos proveen el espesor *combinado* de la superficie y de la base de concreto asfáltico, o de la superficie de emulsiones asfálticas con superficies tratadas, y de la base de emulsiones asfálticas. El espesor de concreto asfáltico (o base de emulsiones asfálticas Tipo I con superficie tratada) para ser usado con la base de emulsiones asfálticas (encima de bases Tipos II o III) se obtiene de la Tabla VI.11.

Ejemplo. Asuma estas condiciones:

Módulo de Subrasante: M_R = 41.4 MPa

Clima: MAAT = 15.6°C (60°F)

Tráfico del diseño: EAL = 10^6

De los ábacos de diseño de base de emulsiones asfálticas asignados los espesores totales obtenidos son:

Tipo I	240 mm	del Ábaco A-8
Tipo II	290 mm	del Ábaco A-9
Tipo III	370 mm	del Ábaco A-10

Si el Tipo I es seleccionado, sólo un tratamiento de superficie es requerido. Para el Tipo II o III, el espesor mínimo de concreto asfáltico o mezcla de emulsión asfáltica Tipo I con un tratamiento de superficie es 75 mm (3 in.) para EAL = 10^6 (Tabla VI.10). La diferencia entre el espesor total y 75 mm (3 in.) determina el espesor de la base de emulsión asfáltica:

Tipo de Base de Emulsión Asfáltica	Espesor Total mm (in.)	Espesor Mínimo de Concreto Asfáltico * mm (in.)	Espesor de Base de Emulsión Asfáltica mm (in.)
Tipo II	290 (11.5)	75 (3.0)	215 (8.5)
Tipo III	370 (14.5)	75 (3.0)	295 (11.5)

* Ó mezcla de emulsión asfáltica Tipo I con un tratamiento de superficie

Fuente: Asphalt Institute's Thickness Design Manual (MS-1)

VI.10.7. DETERMINACIÓN DEL ESPESOR PARA PAVIMENTOS CON CONCRETO ASFÁLTICO ENCIMA DE BASE DE AGREGADO NO TRATADA

Los ábacos A-5, A-6, A-11, A-12, y A-18, fueron desarrollados para el diseño de espesor de pavimentos que usan concreto asfáltico encima de una base de agregado no tratada. La calidad de los agregados de la base y de la sub-base puede usarse. (Ver Tabla VI.9.) Sin embargo, un espesor mínimo del material de base de calidad superior de 150 mm (6 in.) debe estar encima del material de la sub-base de más baja calidad. Los ábacos del diseño para dos diferentes espesores de agregado no tratado ha sido incluido: 150 y 300 mm (6 y 12 in.)

Los espesores de superficie y base de concreto asfáltico requeridos encima del espesor de agregado no tratado pueden leerse directamente de los ábacos. El espesor mínimo recomendado del concreto asfáltico encima de una base de agregado no tratada se relaciona con el tráfico EAL como se muestra en la Tabla VI.12. El espesor mínimo no debe extrapolarse en los ábacos del diseño para regiones de alto tráfico.

Algunas agencias emplean los espesores mayores de la base de agregado no tratados para intentar minimizar el potencial daño de heladas en el pavimento. Aunque espesores mayores a 300 mm (12 in.) se usan con este propósito, los estudios de análisis de pavimentos han mostrado que este espesor adicional añade un beneficio pequeño a cualquier conducta estructural del sistema del pavimento. Se recomienda que los dos requisitos de diseño, para la conducta de helada y la anomalía estructural, se combinen con juicio ingenieril basado en la experiencia pasada. Reduciendo el espesor de concreto asfáltico debido a grandes espesores de agregados no tratados se descorazona porque el potencial para otros problemas del pavimento aumentará.

Ejemplo. Diseñe un pavimento usando una base de agregado no tratado para estas condiciones:

Módulo de Subrasante: M_R = 34.5 MPa

Clima: MAAT = 15.6°C

Tráfico del diseño: EAL = 100,000

Prepare dos diseños: para bases de 150 mm y de 300 mm.

Los diseños alternativos son:

(1) 140 mm (5.5 in.) de concreto asfáltico
150 mm (6.0 in.) de base de agregado no tratado
290 mm (11.5 in.) de espesor total

(2) 100 mm (4.0 in.) concreto asfáltico
150 mm (6.0 in.) de base de agregado no tratado
400 mm (16.0 in.) de espesor total

Tabla VI.12. Espesor Mínimo de Concreto Asfáltico Encima de Base de Agregado no Tratado

Tráfico EAL	Condición de Tráfico	Espesor Mínimo de Concreto Asfáltico
10^4 o menos	Parques de estacionamiento de tráfico ligero, entradas de autos y caminos rurales	75 mm (3.0 in.)*
Entre 10^4 & 10^6	Tráfico medio del camión	100 mm (4.0 in.)
10^6 ó más	Tráfico pesado del camión	125 mm (5.0 in.) o mayor

* Para concreto asfáltico Full-Depth o pavimento de emulsiones asfálticas, un espesor mínimo de 100 mm (4 in.) se aplica en esta región de tráfico, como mostrado en los ábacos de diseño.

Fuente: Asphalt Institute's Thickness Design Manual (MS-1)

VI.10.8. DETERMINACIÓN DEL ESPESOR PARA LOS PAVIMENTOS CON MEZCLAS DE EMULSIONES ASFÁLTICAS ENCIMA DE BASE DE AGREGADOS NO TRATADOS

Los ábacos del diseño para el diseño de espesor de pavimentos con mezclas de emulsiones asfálticas usadas para todas o parte de las mezclas asfálticas requeridas encima de una base de agregado no tratado no se han preparado. Este método se recomienda:

(1) Diseñe un pavimento de concreto asfáltico Full-Depth (espesor = T_A) para clima apropiado, tráfico y condiciones de subrasante. Asumir una superficie de 50 mm (2 in.) y calcule el espesor de la base correspondiente a (T_A - 2).

(2) Diseñe un pavimento para el mismo clima, tráfico y condiciones de subrasante usando una mezcla de emulsión asfáltica tipo seleccionada (espesor = T_E). Asuma una superficie de 50 mm (2 in.) y calcule el espesor de la base correspondiente a (T_E - 2).

(3) Diseñe un pavimento para las mismas condiciones usando concreto asfáltico y el espesor deseado de la base de agregado no tratado (espesor del CA = T_U).

(4) Seleccione la porción del espesor del concreto asfáltico obtenido en el paso (3) que será reemplazado por la mezcla de emulsión asfáltica (T_U -AC_{min}). Nota: Mantenga el espesor mínimo de concreto asfáltico de la Tabla VI.11.

(5) Multiplique este espesor por la relación del paso (2) al paso (1) para obtener el espesor de la base de emulsión asfáltica (T_{EB}).

Esta ecuación cuantifica los valores determinados de los pasos (1) a (5):

$$T_{EB} = (T_U - AC_{\min}) \cdot \frac{(T_E - 2)}{(T_A - 2)}$$

donde:

T_{EB} = espesor de la base de la emulsión asfáltica (paso 5)

T_U = espesor del concreto asfáltico usado en el diseño de la base de agregado no tratado (paso 3)

AC_{min} = espesor mínimo del concreto asfáltico (paso 4)

T_E - 2 = espesor base usado en el diseño de la base de emulsión asfáltica (paso 2)

T_A - 2 = espesor base usado en el diseño del concreto asfáltico Full-Depth (paso 1)

Ejemplo. Diseñe un pavimentos con superficie de concreto asfáltico, base de mezcla de emulsión asfáltica Tipo III y una base de agregado no tratado de 150 mm en una región climática con MAAT = 15.6°C. M_R de la subrasante = 55.2 MPa (8,000 psi) y EAL = 10^5.

Paso

(1) Del Ábaco de diseño A-7:
Concreto asfáltico Full-Depth = T_A = 150 mm
La superficie del CA = 50 mm, asumido
Por consiguiente, la base del CA = T_A - 50 mm = 100 mm

(2) Del Ábaco de diseño A-10:
El espesor de la superficie del asfalto y base Tipo III = T_E = 215 mm
La superficie del CA = 50 mm, asumido
Por tanto, la base de emulsión asfáltica = T_E - 50 mm = 165 mm

(3) Del Ábaco de diseño A-11:
El espesor de la superficie del asfalto y la base encima de la base de agregado no tratada = T_U = 100 mm

(4) De la Tabla VI-4, AC_{min} = 50 mm para EAL = 10^5

Por tanto, reemplace la restante base de concreto asfáltico [T_U - AC_{min} = 100 mm - 50 mm = 50 mm] con la base del asfalto emulsionada.

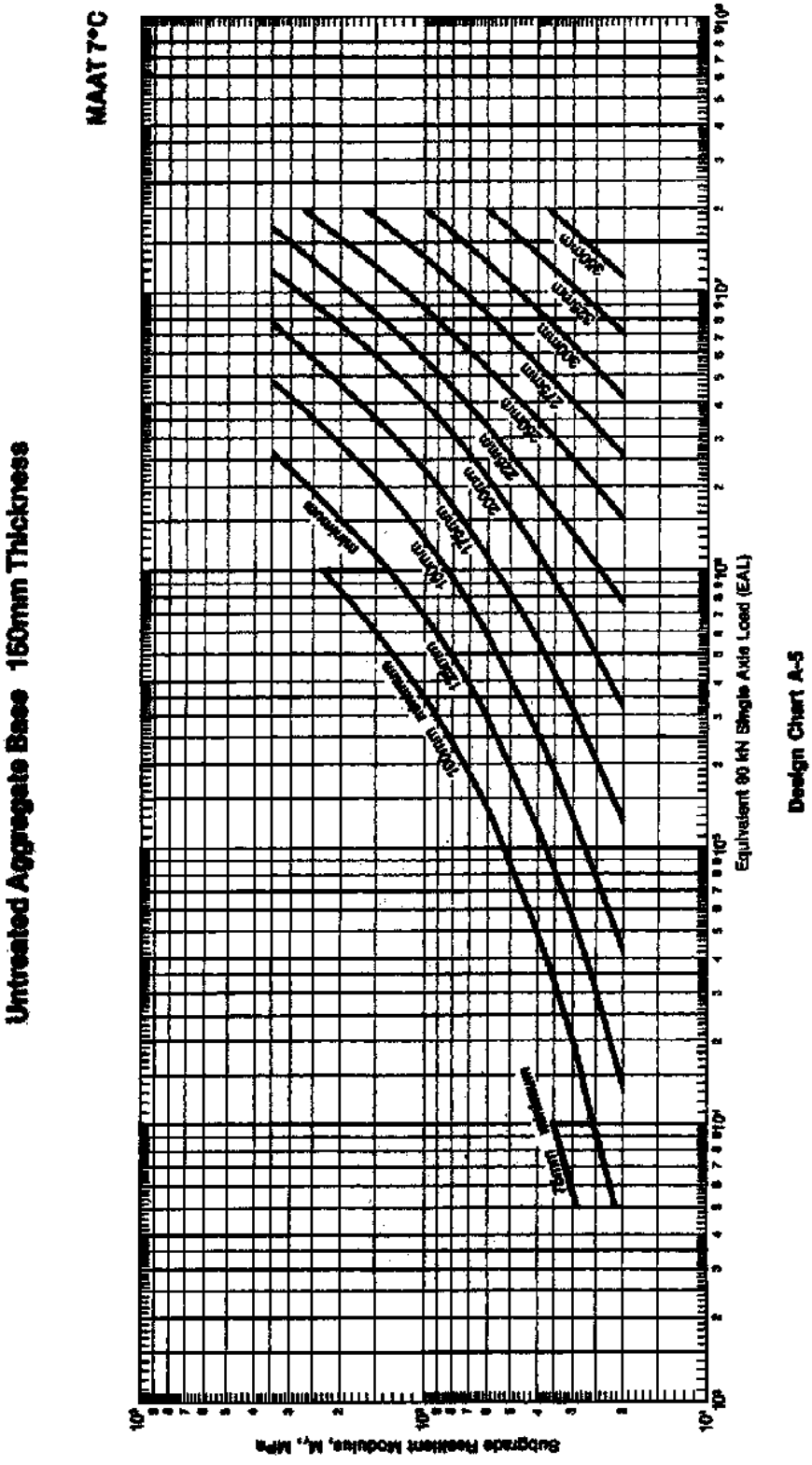
(5) Obtenga el espesor de base de emulsión asfáltica:

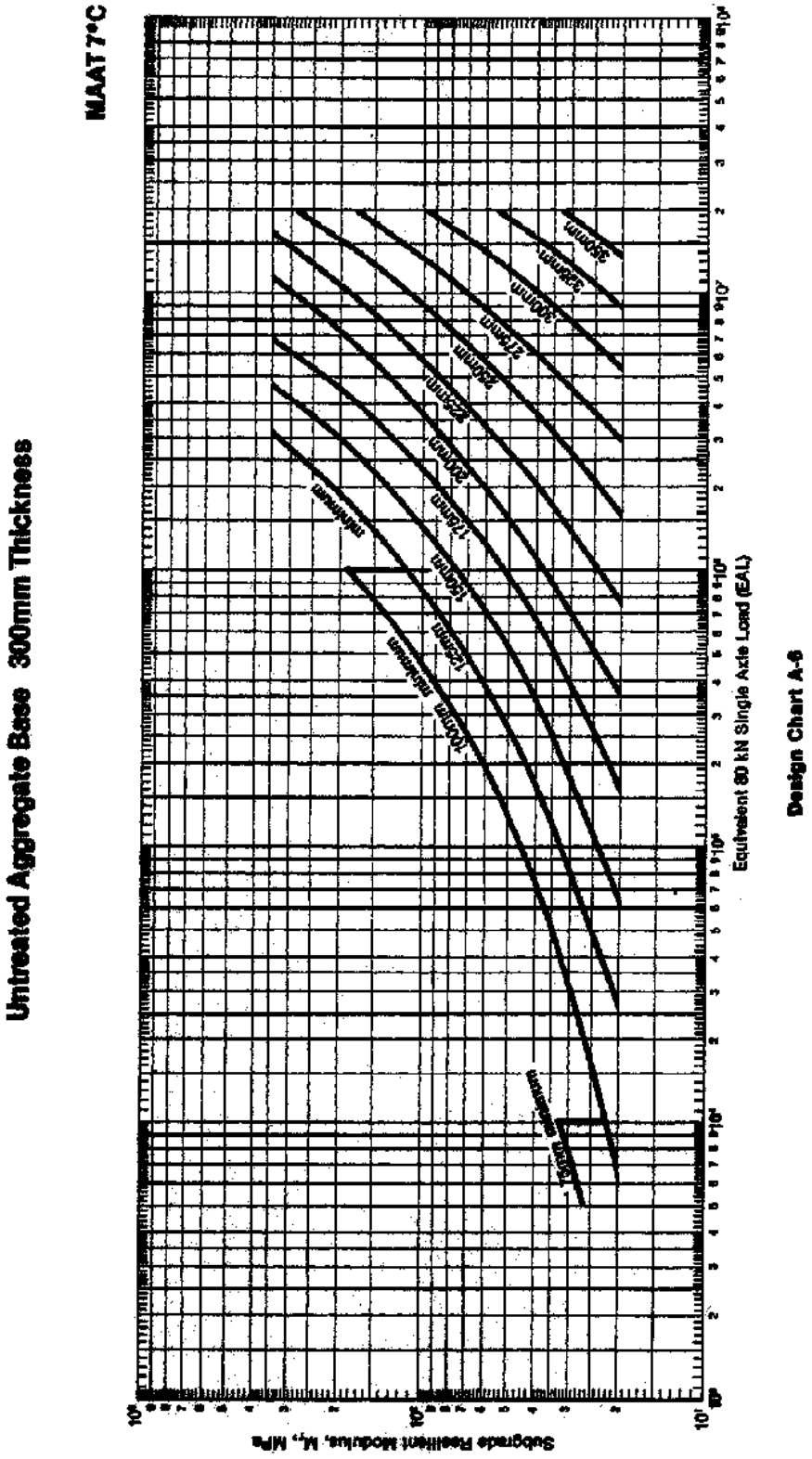
50 mm x 1.65 = 82.5 mm (use 85 mm)

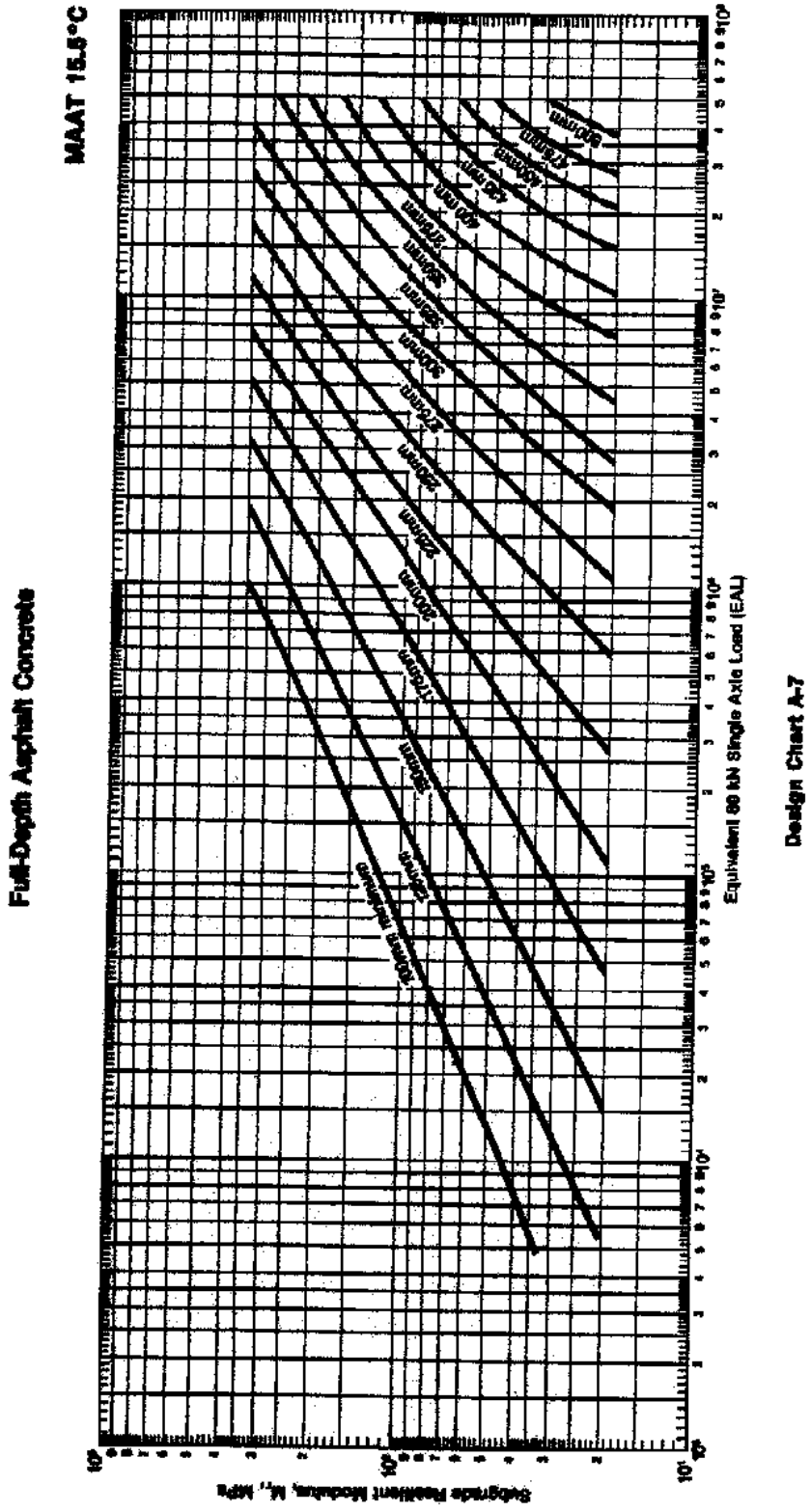
Diseño final es:

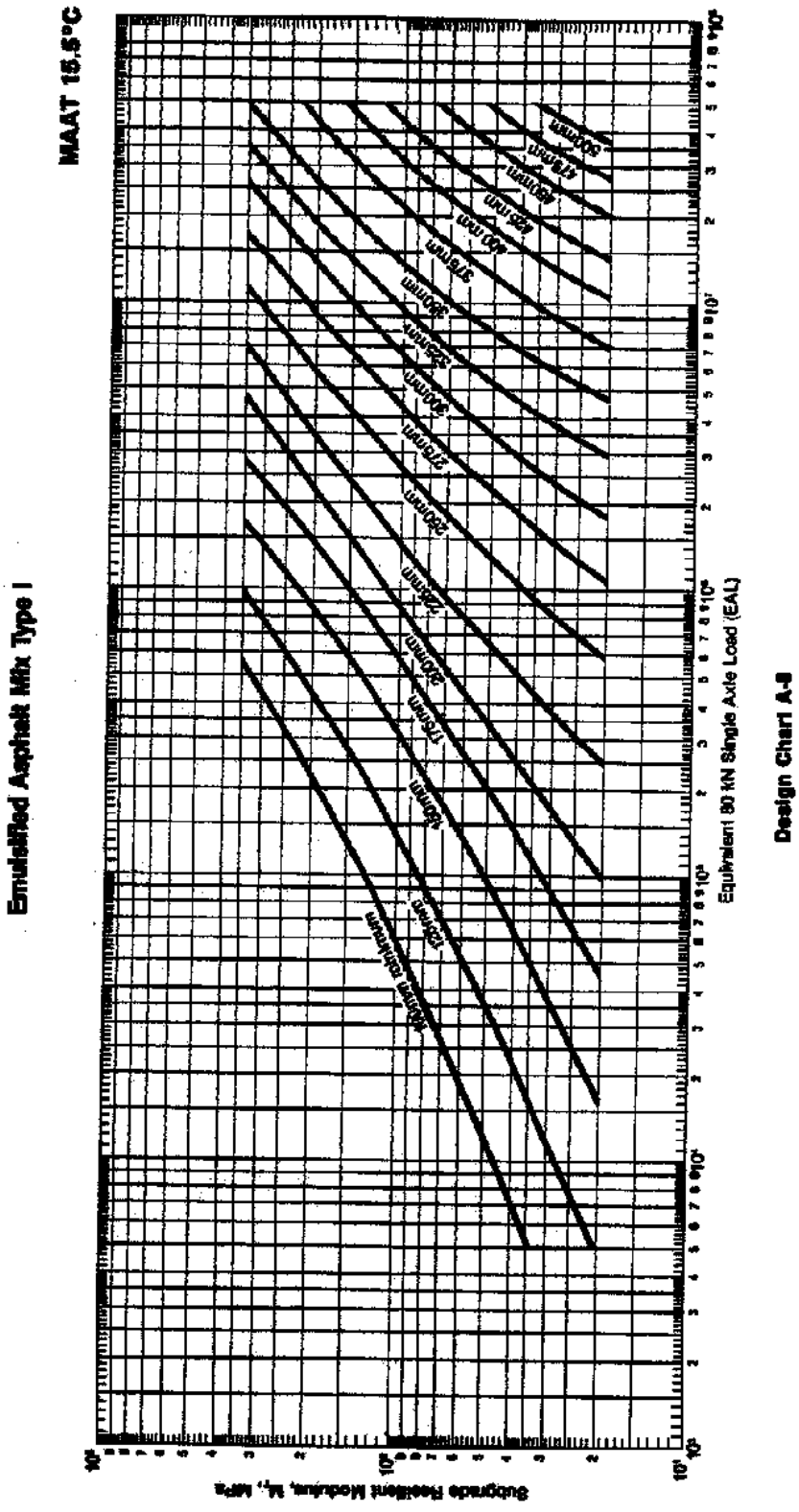
50 mm de hormigón del asfalto
85 mm de mezcla de emulsión asfáltica Tipo III
150 mm de base de agregados no tratada

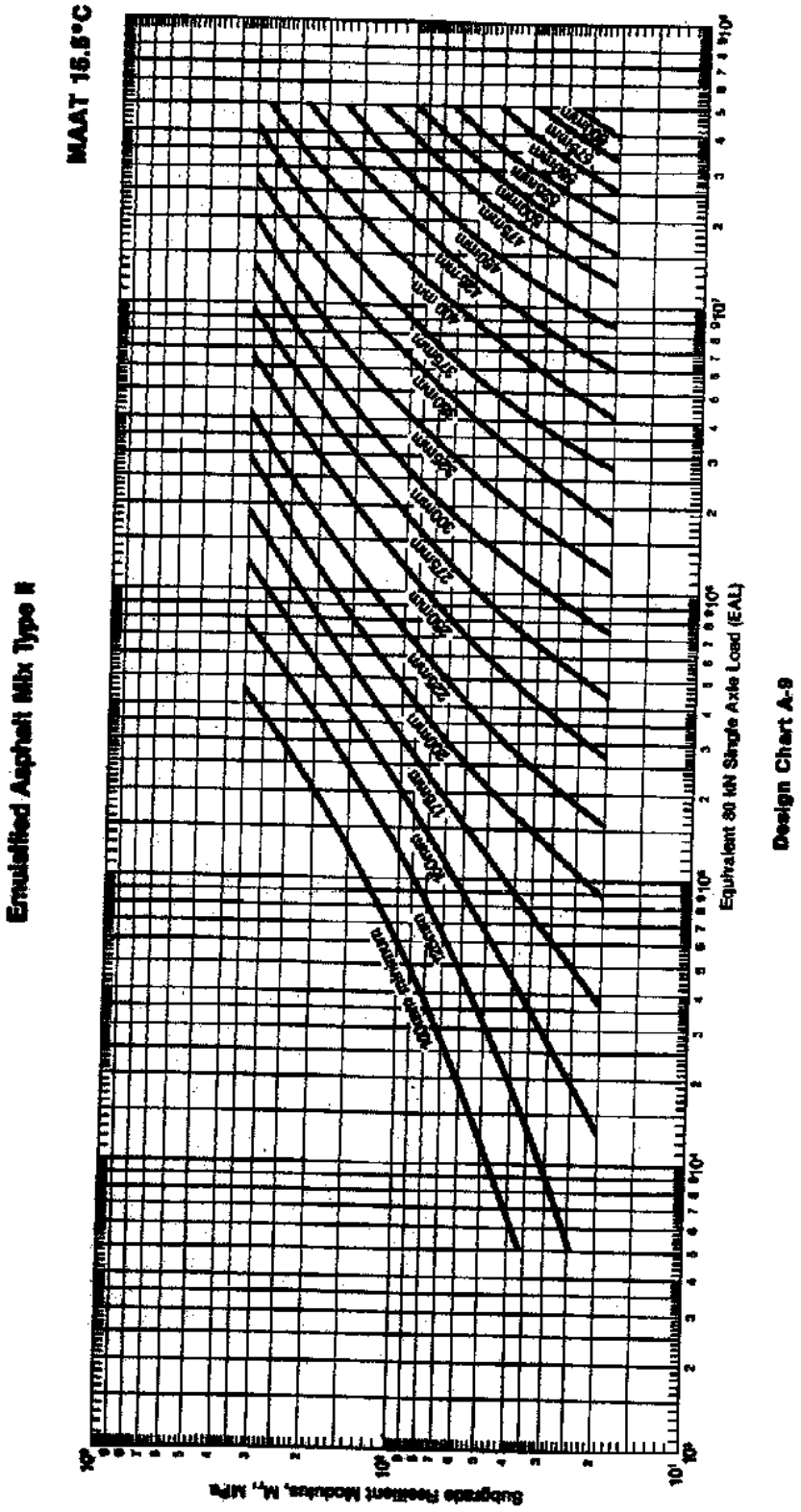
285 mm de espesor total.

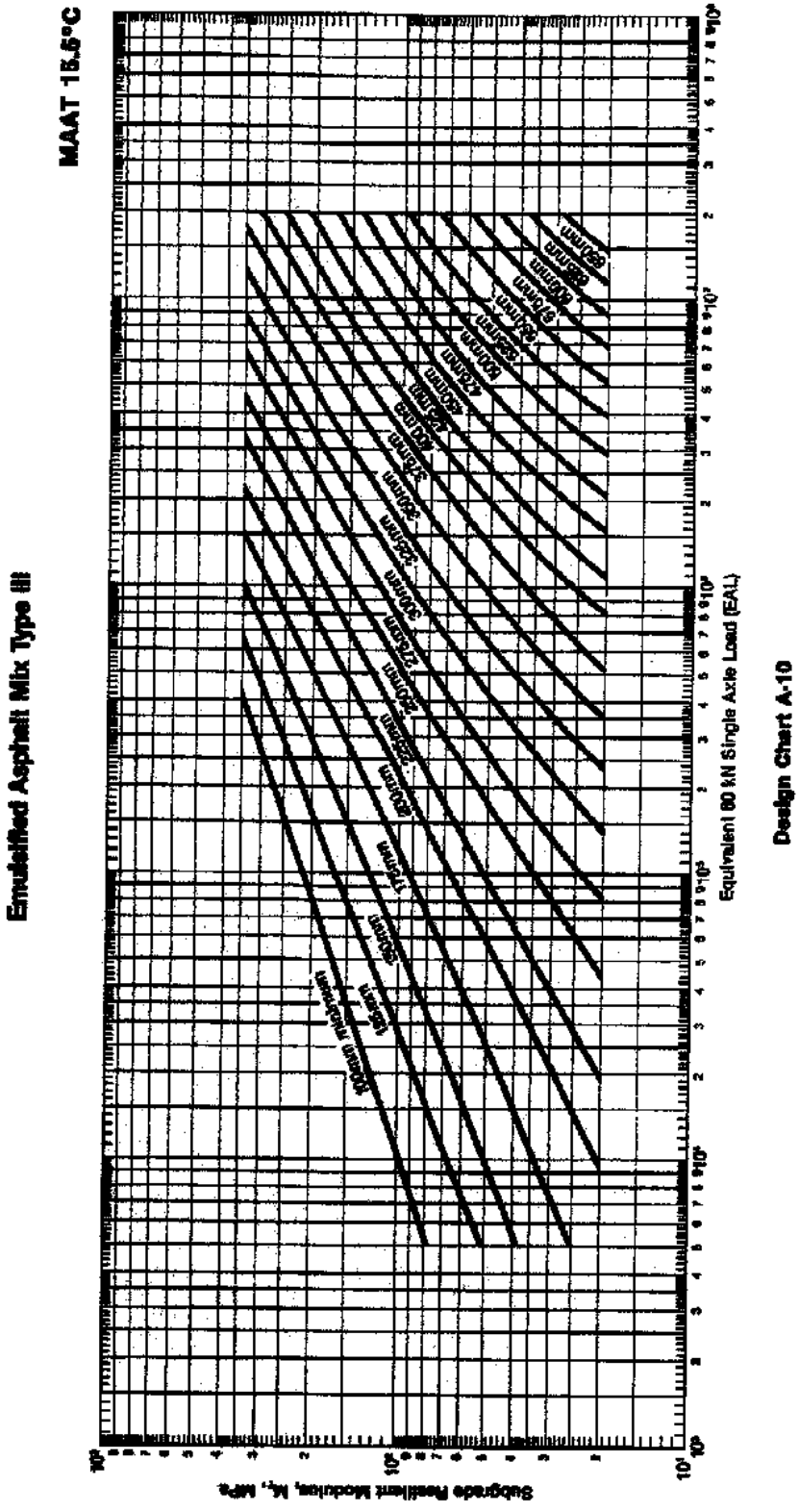

Untreated Aggregate Base 160mm Thickness
MAAT 7°C
Subgrade Resilient Modulus, M_r, MPa
Equivalent 80 kN Single Axle Load (EAL)
Design Chart A-5

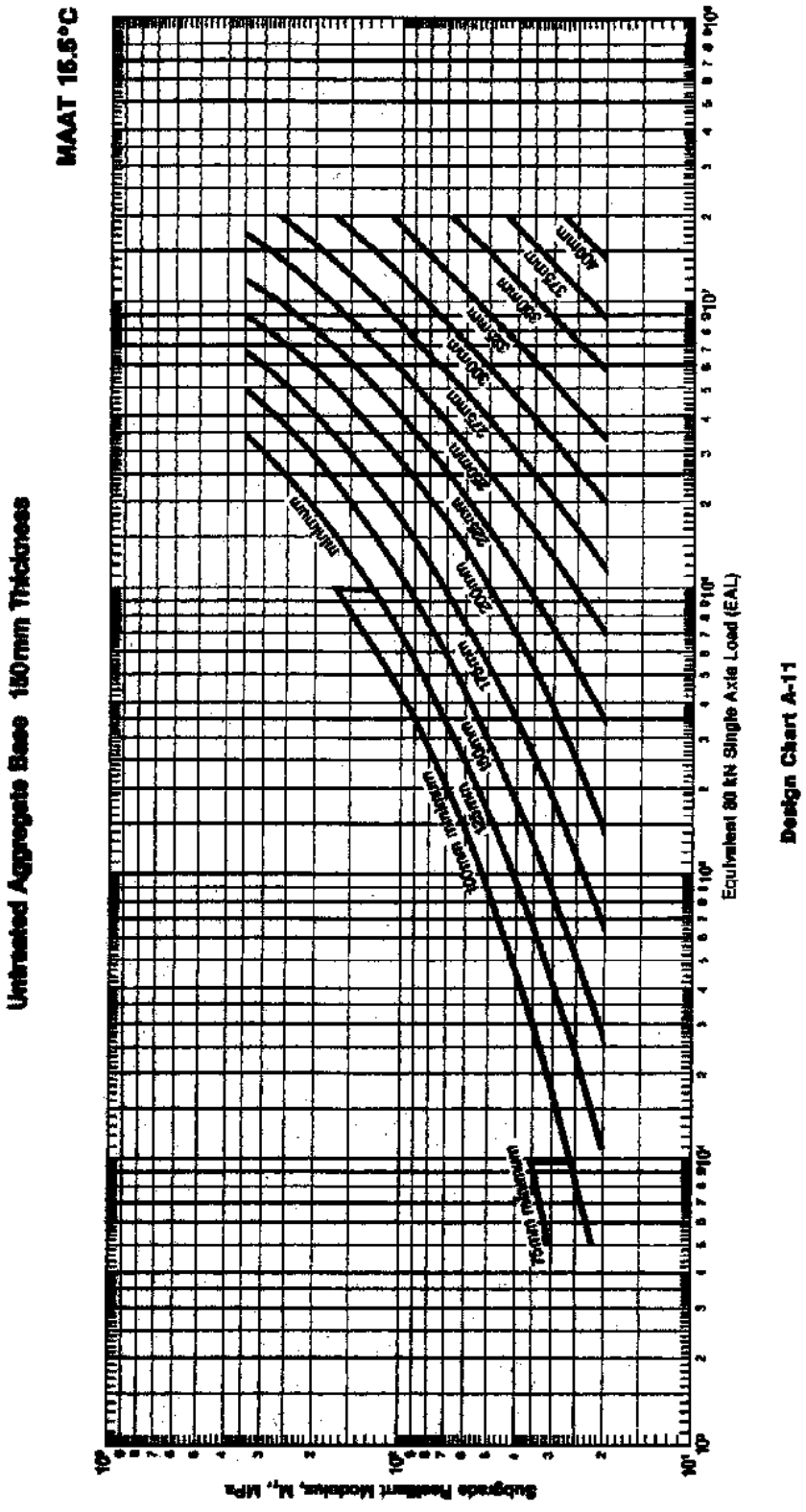

MAAT 7°C
Untreated Aggregate Base 300mm Thickness
Equivalent 80 kN Single Axle Load (EAL)
Subgrade Resilient Modulus, Mr, MPa
Design Chart A-6

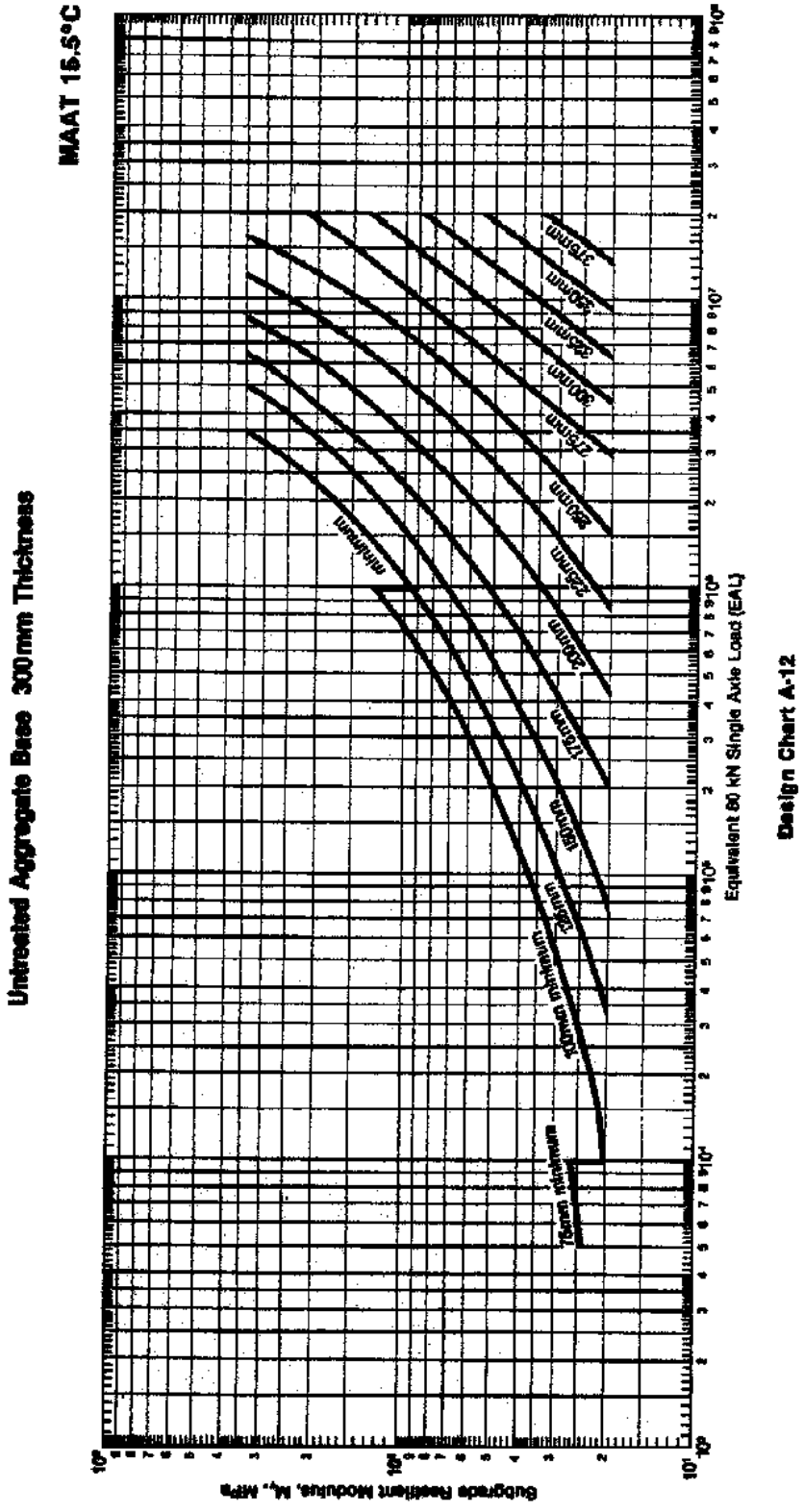

MAAT 15.5°C
Full-Depth Asphalt Concrete
Equivalent 80 kN Single Axle Load (EAL)
Design Chart A-7

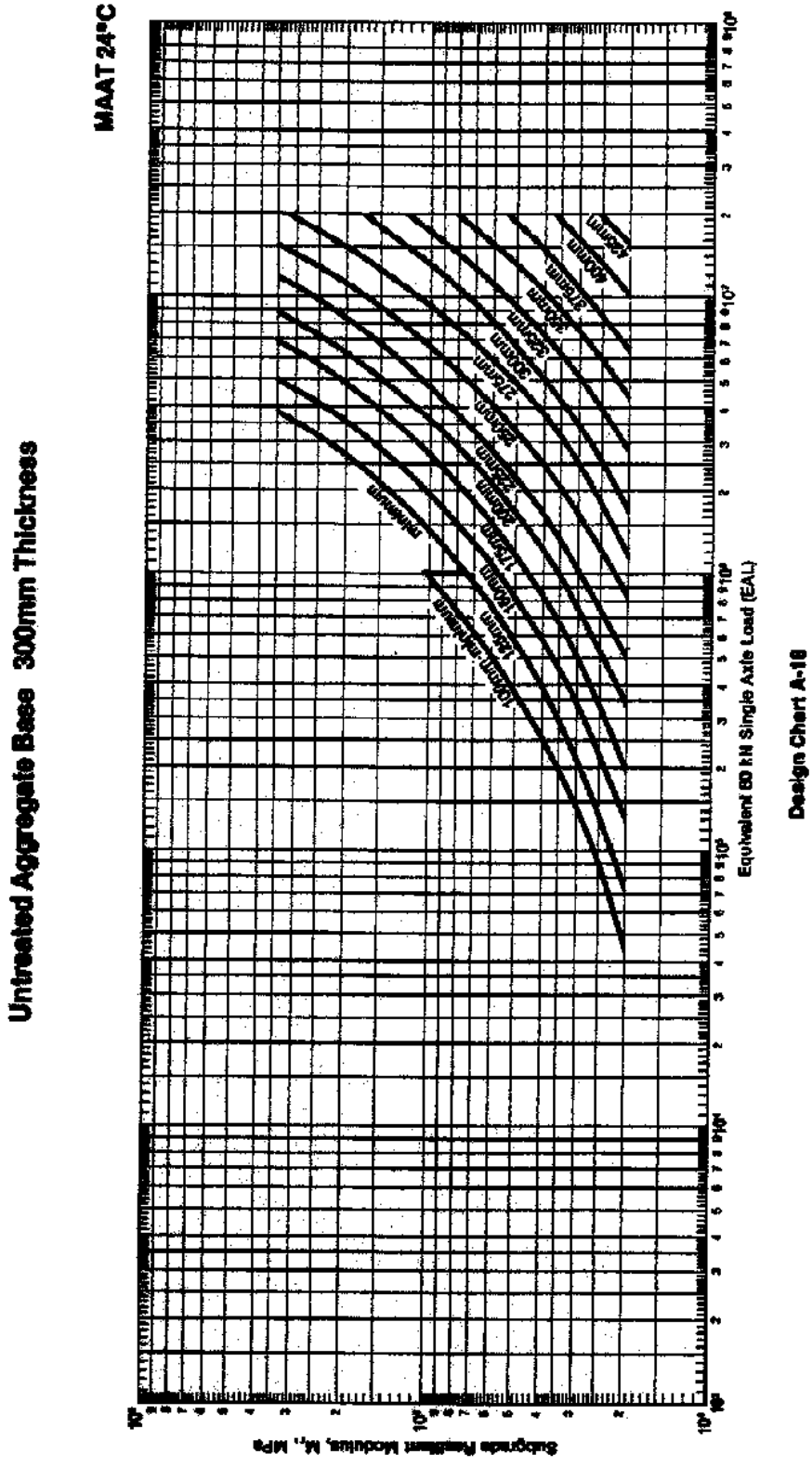

MAAT 15.5°C
Emulsified Asphalt Mix Type I
Equivalent 80 kN Single Axle Load (EAL)
Design Chart A-8


MAAT 16.5°C
Emulsified Asphalt Mix Type II
Equivalent 80 kN Single Axle Load (EAL)
Design Chart A-9


MAAT 15.6°C
Emulsified Asphalt Mix Type III
Design Chart A-10
Equivalent 80 kN Single Axle Load (EAL)
Subgrade Resilient Modulus, M_r, MPa


MAAT 16.5°C
Untreated Aggregate Base 150mm Thickness
Equivalent 80 kN Single Axle Load (EAL)
Subgrade Resilient Modulus, Mr, MPa
Design Chart A-11


MAAT 15.5°C
Untreated Aggregate Base 300mm Thickness
Design Chart A-12
Equivalent 80 kN Single Axle Load (EAL)
Subgrade Resilient Modulus, M_R, MPa
unlimited
150mm
200mm
250mm
300mm
350mm
400mm
450mm
500mm
550mm
600mm
650mm
700mm
750mm
800mm
850mm
900mm
950mm
1000mm


MAAT 24°C
Untreated Aggregate Base 300mm Thickness
Equivalent 80 kN Single Axle Load (EAL)
Design Chart A-18

DISEÑO DE MEZCLAS ASFÁLTICAS MÉTODO MARSHALL

CAPITULO VII

VII. DISEÑO DE MEZCLAS ASFÁLTICAS MÉTODO MARSHALL

VII.1. CONSIDERACIONES GENERALES

Las mezclas asfálticas están formadas por un material pétreo bien graduado y cemento asfáltico como ligante. Se elaboran en una planta que calienta el material pétreo a una temperatura de 140 ó 150 ºC y el cemento asfáltico a una temperatura de 110 a 130 ºC.

Después que el material pétreo esté caliente y seco se mezclan sus componentes de acuerdo a una composición granulométrica aprobada, incorporándole a continuación el cemento asfáltico en una cantidad previamente definida.

Las mezclas terminadas se extienden en capas uniformes en el espesor y ancho requeridos, para luego ser compactadas a temperaturas superiores a los 90 ºC.

Un pavimento de concreto asfáltico debe cumplir los siguientes objetivos principales:

a. Suficiente estabilidad en la mezcla como para satisfacer las exigencias del servicio y las demandas del tránsito sin distorsiones o desplazamientos.

b. Suficiente asfalto para asegurar la obtención de un pavimento durable, que resulte del recubrimiento completo de las partículas de agregado pétreo, impermeabilizando y ligando las mismas entre sí, bajo una compactación adecuada.

c. Suficiente trabajabilidad como para permitir una eficiente operación constructiva en la elaboración de la mezcla y su compactación.

d. Suficientes vacíos en la mezcla compactada, para proveer una reserva que impida, al producirse una pequeña compactación adicional, afloramientos de asfalto y pérdidas de estabilidad.

VII.1.1. FACTORES QUE DEBEN CONTROLARSE EN LAS MEZCLAS ASFÁLTICAS

Para que una carpeta sea estable, duradera, impermeable y antiderrapante, se deben controlar los siguientes factores:

- Granulometría del material pétreo
- Contenido de asfalto
- Características del cemento asfáltico

- GRANULOMETRÍA: Existen varias composiciones granulométricas del material pétreo, de acuerdo a las características de la obra y a la especificación técnica utilizada. Las mezclas con un contenido de partículas pétreas de mayor tamaño tienen mayor estabilidad. El tamaño máximo de las partículas no debe ser mayor a ⅔ del espesor de la carpeta.

- CONTENIDO DE ASFALTO: El contenido óptimo para la preparación de la mezcla debe ser el necesario para cubrir con una película de asfalto la superficie de las partículas pétreas, sin llenar completamente los vacíos, ya que éstos deben ser llenados con las partículas más finas.

  Por una parte la mezcla debe contener un porcentaje mínimo de vacíos para evitar las exudaciones del asfalto, que pueden provocar la formación de surcos u ondulaciones; por otra parte deberá tener un porcentaje máximo de vacíos, ya que

si este valor se excede, se puede ocasionar el endurecimiento del asfalto por efecto de los agentes atmosféricos, dando como resultado una carpeta quebradiza.

- CONSISTENCIA Y CALIDAD DEL CEMENTO ASFÁLTICO: Se debe elegir el cemento asfáltico más adecuado a las condiciones climatológicas del lugar donde se encuentra la obra. Un asfalto muy duro puede dar lugar a un pavimento quebradizo con problemas de desintegración y exceso de agrietamientos. En Cochabamba el cemento asfáltico mas comúnmente usado es el de penetración 85 - 100.

VII.1.2. INFLUENCIA RELATIVA DEL ASFALTO Y DEL AGREGADO MINERAL EN LAS CARACTERÍSTICAS DEL CONCRETO ASFÁLTICO.

En la preparación y colocación del revestimiento asfáltico intervienen un gran número de factores relacionados entre sí, por lo cual no se puede evaluar su calidad considerando separadamente las propiedades del asfalto, y las del agregado. La calidad del pavimento se determinará analizando la mezcla compactada, de acuerdo a las consideraciones siguientes:

1º Ligante asfáltico: En una mezcla en caliente, el asfalto se encuentra en forma de películas muy delgadas que se han obtenido mediante la aplicación de calor. Por consiguiente, las propiedades del asfalto en película delgada podrían ser diferentes de aquellas del producto a granel, y además, podrían alterarse con la aplicación del calor. El asfalto es sólo uno de los componentes del pavimento que cumplirá apropiadamente sus funciones, solamente si se emplea en la cantidad correcta, con un agregado mineral adecuado, y bajo condiciones apropiadas.

2º Agregado mineral: Una vez que el agregado mineral ha sido cubierto con asfalto, adquiere características diferentes, por ejemplo, la facilidad con la cual puede

compactarse es completamente diferente. Su capacidad de repeler el agua se incrementa de acuerdo al espesor de la película de asfalto.

En consecuencia, hay solamente una forma segura de diseñar una mezcla asfáltica, mediante la preparación de mezclas en laboratorio, y la verificación en sitio de que las características físicas establecidas en laboratorio se cumplan en la obra, para garantizar el comportamiento del pavimento.

VII.1.3 EFECTO DEL ASFALTO EN LA ESTABILIDAD (CANTIDAD DE ASFALTO)

Dependiendo de su cantidad en la mezcla, el asfalto puede actuar como un ligante o como un lubricante. Por lo tanto, la estabilidad de una mezcla aumenta con un incremento en el porcentaje de asfalto hasta alcanzar un máximo, después del cual disminuye. El efecto del porcentaje de asfalto varía con el tipo de agregado y en algunos casos es mucho más crítico que en otros.

VII.1.4. CARACTERÍSTICAS DEL ASFALTO

Las características del asfalto, especialmente su consistencia, afectan los resultados de las pruebas de estabilidad. La viscosidad del asfalto entra en juego cuando la aplicación de la carga es muy rápida. En la prueba Marshall, el grado del asfalto, tiene un gran efecto en la estabilidad pero muy poco en el índice de flujo.

VII.1.5. EFECTO DEL AGREGADO MINERAL EN LA ESTABILIDAD

a. TAMAÑO MÁXIMO DE LOS AGREGADOS

En general, a medida que el tamaño del agregado aumenta, la estabilidad aumenta. Por razones de trabajabilidad y apariencia superficial, el tamaño máximo más utilizado es el

de ¾ de pulgada. Cuando el porcentaje de agregado grueso es menor de 25 %, el tamaño máximo tiene poca influencia en la estabilidad.

b. TIPO DE AGREGADO

La forma de las partículas del agregado mineral, su textura superficial y su dureza, influencian la estabilidad. Por ejemplo, se puede predecir que una grava con partículas sin trituración, lisas y redondas, producirá menor estabilidad que un material triturado con partículas que tengan una superficie áspera y bordes duros.

El tipo de arena y su cantidad, son los factores más importantes que afectan la estabilidad del concreto asfáltico. Cuando la gradación se mantiene constante, la calidad y cantidad de arena tiene una gran influencia en la estabilidad.

c. GRADACIÓN

El porcentaje de vacíos en la mezcla compactada, debe ser lo suficientemente bajo para prevenir infiltraciones de agua, pero suficientemente alto, con el fin de proveer espacios para un aumento de su densidad y para la expansión ocasionada por las temperaturas altas del verano. Por ejemplo, para una mezcla en laboratorio compactada por el método Marshall con 75 golpes, se considera satisfactorio un porcentaje de vacíos entre 3 y 5%. Por esta razón se recomienda elegir agregados que permitan una amplia variación en el porcentaje de asfalto, con un pequeño cambio en el porcentaje de vacíos. Sin embargo, es difícil encontrar mezclas de agregados que permitan variaciones en el contenido de asfalto mayores al 1%.

Por otra parte se debe tener en cuenta, que la cantidad de asfalto requerida para producir el volumen necesario de vacíos, depende del volumen de vacíos disponible en el agregado mineral compactado. Por esta razón, es necesario tener el mayor porcentaje de vacíos en el agregado mineral, tanto como la estabilidad especificada lo permita. Se

puede obtener un mayor porcentaje de vacíos en el agregado (mayor espacio para el asfalto), aumentando el porcentaje de arena, o disminuyendo el porcentaje de llenante mineral (Filler).

d. LLENANTE MINERAL (FILLER)

Es un material no arcilloso que pasa el tamiz No. 200. Se incorpora a la mezcla con el fin de aumentar la estabilidad, y disminuir el porcentaje de asfalto necesario para obtener un determinado porcentaje de vacíos en la mezcla. Es suficiente una cantidad muy pequeña para aumentar la estabilidad, mientras el índice de flujo permanece prácticamente constante.

Una pequeña cantidad de llenante mineral, puede reducir el contenido óptimo de asfalto. El llenante mineral es un factor importante que afecta a la durabilidad, por esta razón se debe controlar estrictamente su cantidad y su calidad.

e. PORCENTAJE DE VACÍOS

La disminución del porcentaje de vacíos de una mezcla asfáltica produce una disminución de la porosidad y en consecuencia una disminución de la penetrabilidad del aire y del agua en el pavimento. La primera significa una oxidación más lenta del asfalto, es decir, una mayor durabilidad, y la segunda una menor posibilidad de que se pongan en contacto las fases agua-asfalto-agregado, con lo que se retarda la posibilidad de desintegración del pavimento por la acción del agua, que produce el desprendimiento de la película de asfalto del agregado.

Por otra parte, la mezcla compactada debe presentar un volumen mínimo de vacíos, para impedir afloramientos de asfalto y pérdida de estabilidad, como consecuencia de la compactación adicional que produce el tránsito.

VII.1.6. EFECTO DE LA DENSIDAD DE LA MEZCLA EN LA ESTABILIDAD

La densidad de una mezcla afecta a la mayoría de las pruebas de estabilidad, sin embargo la estabilidad máxima no ocurre siempre a la densidad máxima determinada antes de la prueba. Un estado más denso puede ocurrir durante la aplicación de la carga, o el porcentaje de asfalto correspondiente a la densidad máxima puede tener un gran efecto lubricante. Además, las temperaturas a las cuales se determinan la densidad y la estabilidad, generalmente, no son iguales.

Tabla VII.1. Efecto de la densidad en la prueba Marshall

No. de golpes	Gravedad específica	% de vacíos	% de vacíos en el agregado mineral	Estabilidad (lb)	Índice de Flujo 0,01”
25	2.,382	5,1	17,1	1425	18
50	2,396	4,6	16,6	2300	14,5
75	2,437	2,9	15,2	2300	14
25	2,395	1,5	13,8	1550	20,5
50	2,422	0,4	12,8	1750	19,5
75	2,433	0	12,4	1500	22,5

Fuente: The Asphalt Institute’s, Manual (MS-2).

VII.1.7. DURABILIDAD

La durabilidad comprende todas las características que permiten una mayor vida de servicio del concreto asfáltico, como ser:

- Resistencia del asfalto a endurecerse durante la operación de mezcla.
- Resistencia al efecto abrasivo del tránsito.

- Resistencia a la acción destructiva de los agentes atmosféricos (aire, agua, cambios de temperatura).

- Flexibilidad suficiente para resistir roturas por la aplicación repetida de las cargas.

VII.1.8. EFECTO DEL ASFALTO EN LA DURABILIDAD

El asfalto es el material que ejerce mayor influencia en la durabilidad, debido a que el concreto asfáltico mantendrá su durabilidad, mientras el asfalto mantenga sus propiedades de ligante y de impermeabilizador.

El asfalto, previamente calentado, cubre el agregado mineral con una película delgada; el proceso de calentamiento ocasiona en el asfalto oxidación y endurecimiento. El endurecimiento se mide por la disminución del valor de la penetración. El endurecimiento puede ser producido por las propiedades del asfalto, por la temperatura de mezcla, por la cantidad de asfalto en la mezcla, y por la densidad del pavimento.

VII.1.9. EFECTO DEL AGREGADO MINERAL EN LA DURABILIDAD

Las características principales del agregado mineral que afectan la durabilidad, son la dureza, la forma y textura superficial.

La forma y la textura superficial, afectan la densidad del pavimento. La gradación se debe mantener constante con un esfuerzo de compactación adecuado. El porcentaje de vacíos depende del tipo de agregado.

VII.1.10. TEMPERATURA DE MEZCLA

Tiene una mayor incidencia en el endurecimiento del asfalto. Por ejemplo, en un asfalto de buena calidad, un aumento de 50º F en su temperatura, produce una disminución de 20 puntos en la penetración.

VII.1.11. CANTIDAD DE ASFALTO EN LA MEZCLA

Una de las principales funciones del asfalto es mantener los agregados ligados bajo los efectos abrasivos del tránsito, en un amplio límite de temperaturas. Esto solo puede alcanzarse si hay una cantidad suficiente de asfalto para ligar estos agregados. El ensayo de abrasión de California, que mide la resistencia del asfalto contra el desgaste, demuestra que la cantidad de asfalto es más importante que sus características.

Es importante que el pavimento conserve su flexibilidad a bajas temperaturas, ya que la abrasión y desintegración aumentan con la fragilidad. Además de la resistencia a la abrasión, el pavimento debe también ser resistente a las roturas, las cuales se producen por la falta de flexibilidad o por los esfuerzos de contracción a bajas temperaturas. Para contrarrestar la fragilidad se recomienda:

a) Uso de asfaltos de baja susceptibilidad térmica.

b) Uso de un asfalto tan blando, como la compatibilidad con la estabilidad lo permita.

c) Uso de gruesas películas de asfalto.

VII.1.12. ASFALTO ABSORBIDO POR EL AGREGADO

Debe tenerse en cuenta la cantidad de asfalto que absorbe el agregado, ya que el asfalto absorbido no queda disponible como ligante. El asfalto absorbido puede ser calculado por el peso específico máximo teórico (Método Rice) y por el peso específico máximo teórico de la mezcla.

VII.2. MÉTODOS DE DISEÑO

El diseño de mezclas asfálticas en caliente se realiza mediante pruebas de estabilidad, utilizando uno de los siguientes métodos:

- Método Marshall
- Método de Nottingham
- Método Hubbard-Field
- Método Hveem
- Método Triaxial de Smith
- Investigaciones SHRP ("Strategic Highway Research Program")

VII.2.1 MÉTODO MARSHALL

VII.2.1.1. CONSIDERACIONES PRELIMINARES

El Método de dosificación Marshall desarrollado por el Ing. Bruce Marshall, inicialmente fue utilizado por el Cuerpo de Ingenieros del Ejercito Norteamericano, actualmente es el método más utilizado para la elaboración de fórmulas de mezcla.

El criterio para conseguir una mezcla satisfactoria está basado en requisitos mínimos de estabilidad, fluencia, densidad y porcentaje de vacíos.

Este método determina el procedimiento para realizar los ensayos de estabilidad y fluencia de mezclas asfálticas preparadas en caliente, utilizando el equipo Marshall, determina características físicas de las mezclas y analiza los parámetros que definen el contenido de asfalto. La estabilidad se determina empleando el principio de corte en compresión semi-confinada, sometiendo a la muestra a esfuerzos de compresión diametral a una temperatura de 60 ºC (140 ºF). La aplicación de esfuerzos y la rotura de las muestras se consiguen con un dispositivo especialmente proyectado para las pruebas de estabilidad.

El valor de estabilidad representa la resistencia estructural de la mezcla compactada y está afectada principalmente por el contenido de asfalto, la composición granulométrica y el tipo de agregado. El valor de estabilidad es un índice de la calidad del agregado.

Además, la mezcla debe tener la fluidez necesaria para que pueda compactarse a la densidad exigida y producir una textura superficial adecuada. El valor del Flujo representa la deformación producida en el sentido del diámetro del espécimen antes de que se produzca su fractura. Este valor es un indicador de la tendencia para alcanzar una condición plástica y consecuentemente de la resistencia que ofrecerá la carpeta asfáltica a deformarse bajo la acción de las cargas que por ella transiten.

El contenido óptimo de asfalto se determina, de acuerdo a recomendación del Instituto del Asfalto (Manual MS - 2), a través de la media aritmética de los porcentajes que llevan a:

- La máxima estabilidad,

- La máxima densidad de la mezcla y

- Al volumen de vacíos de aire especificado.

Esta media debe ser verificada en relación al valor de la Fluencia y a los vacíos del agregado mineral (VAM), a fin de asegurar que la mezcla contenga un volumen de asfalto (Vb) suficiente, sin que el volumen de vacíos de aire (Vv) sea reducido a un valor inaceptable. Si no se cumplen las especificaciones, la granulometría del agregado debe ser modificada.

VII.2.1.2. CRITERIOS PARA EL PROYECTO DE UNA MEZCLA ASFÁLTICA

Se debe establecer los criterios que se van a considerar para la preparación de la mezcla, de acuerdo a las especificaciones técnicas que regirán el proyecto:

- Porcentaje de vacíos de aire en la mezcla total
- Porcentaje de vacíos llenados con el asfalto
- Porcentaje mínimo de vacíos en el agregado mineral
- Valor mínimo de la estabilidad
- Rango de valores límite de fluencia

Estos criterios se deben ajustar a los valores de proyecto, correspondientes al nivel de tráfico establecido (liviano, mediano y pesado).

- Tráfico liviano ESALs $> 10^4$

- Tráfico mediano ESALs de 10^4 a 10^6

- Tráfico Pesado ESALs $> 10^6$

Es conveniente, en forma previa, analizar la susceptibilidad de la mezcla al agua, para determinar su comportamiento con relación al desplazamiento de la película de ligante por el agua ("stripping"), que depende del porcentaje de vacíos de aire, a través de los cuales la humedad debe ser secada**.**

El resultado final de la etapa de diseño es una tabla donde se muestra, para cada nivel de compactación, el rango de contenidos de asfalto que satisface cada uno de los criterios seleccionados. El proyectista puede ajustar los criterios establecidos al principio, sobre la base de su experiencia personal, hasta que la faja de contenidos de asfalto sea razonable.

VII.3. DESCRIPCIÓN DEL MÉTODO MARSHALL

- El método Marshall usa muestras de prueba normalizadas (briquetas) de 2 y ½" de espesor por 4" de diámetro (64 x 102 mm).

- Se selecciona el agregado que cumpla con las especificaciones requeridas. El tipo y grado del asfalto, de acuerdo al tipo de agregado y las condiciones climáticas.

Para determinar el contenido óptimo de asfalto se preparan y compactan una serie de muestras de prueba (briquetas), con distintos porcentajes de asfalto cuyo rango de variación no debe ser mayor a 0,5%. Como mínimo se debe incluir dos porcentajes por encima y dos por debajo del óptimo de contenido de asfalto estimado.

En la práctica se observa que el contenido óptimo de asfalto se encuentra alrededor del 6 %, con referencia al peso de los agregados pétreos. Mayores porcentajes deben conducir a una verificación cuidadosa del diseño de la mezcla.

Para verificar la idoneidad de los datos se deben hacer tres muestras (briquetas) por cada contenido de asfalto. Generalmente para un diseño, se deben tomar 6 porcentajes de

asfalto diferentes, por lo cual se requerirán 18 briquetas. Adicionalmente se deben incluir 6 briquetas para determinar los efectos del agua en la estabilidad y el flujo. Aproximadamente para cada briqueta, se necesitan 1200 g de agregados, por lo cual la cantidad representativa de los agregados, debe tener un peso mínimo de 29 kg (65 lb). Además se requerirá aproximadamente un galón de asfalto.

VII.3.1. EQUIPO

Entre los elementos más importantes del equipo necesario para la elaboración de los núcleos de prueba, se pueden citar los siguientes:

a) Horno y placa calentadora eléctrica, para calentar los materiales, Horno aireador para el curado de las mezclas.

b) Termómetro blindado de vidrio o dial con varilla para lecturas entre 50 ºF (10 ºC) y 450 ºF (232 ºC).

c) Balanza de 2 kg de capacidad, con aproximación a 0,1 g. Balanza de 5 kg con aproximación a 1 g.

d) Pedestal para compactación, que consta de un soporte de madera, sobre el cual descansa una placa de acero de 12” x 12” x 1” (305 x 305 x 25 mm).

e) Molde de compactación que consta de una base, molde encofrado y collar de extensión. El molde tiene un diámetro interior de 4” (101,6 mm) y una altura aproximadamente 3” (76 mm). La base y el collar están diseñados para intercambiarse ya sea a uno u otro lado del molde.

f) Martillo de compactación, que consta de una barra achatada que cae deslizándose sobre una guía y un pisón de cara circular de 3 $^{7}/_{8}$" (98,4 mm). La barra pesa 10 libras (4,5 kg) y tiene una caída (guía) de 18" de altura.

g) Soporte del molde, que consta de un dispositivo de tensión elástica, diseñado para acoplar el molde sobre el pedestal de compactación.

h) Extractor de muestra o prensa para extraer la muestra (briqueta) ya compactada.

i) Accesorios como cucharas, espátula, mezclador mecánico, baño de agua hirviendo, etc.

VII.3.2. PREPARACIÓN DE LAS MUESTRAS PARA ENSAYO

Número de muestras: Por lo menos 3 para cada contenido de asfalto.

Chequeo y preparación de agregados:

- Determinar la gradación de los agregados propuestos, de acuerdo a los métodos de ensayo C-117 y C-136 de la ASTM.

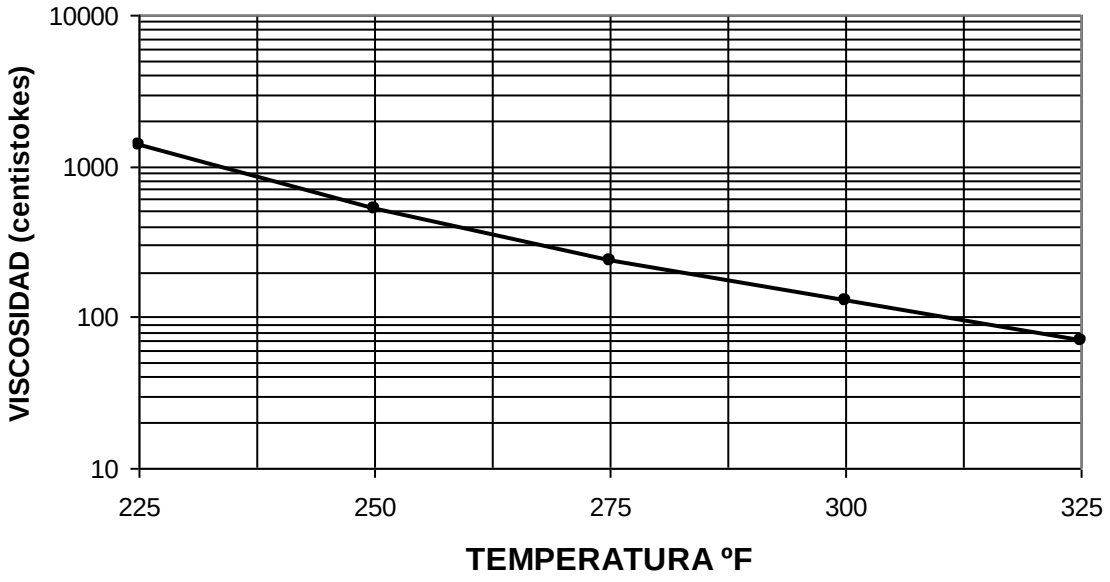
- Determinar el peso específico Bulk y el aparente de los agregados, de acuerdo a los métodos de ensayo C-127 y C-128 de la ASTM.

- Seleccionar la dosificación de agregados que cumpla con la curva de densidad máxima para el tamaño máximo de partículas, además que cumpla el requisito del porcentaje mínimo de vacíos en el agregado mineral.

- Calcular los pesos específicos Bulk y aparente de la combinación de agregados elegida.

- Determinación de la temperatura de mezclado y de compactación: Sobre la base de la curva Viscosidad-Temperatura, se elige la temperatura a la cual el asfalto alcanzará una viscosidad cinemática de 170 ± 20 Centistokes para la temperatura de mezclado y 280 ± 30 Centistokes para la temperatura de compactación.

Figura VII.1. Curva Viscosidad – Temperatura para Cementos Asfálticos



Fuente: The Asphalt Institute's, Manual (MS-2).

VII.3.3. PREPARACIÓN DE LAS MEZCLAS

Pesar por separado en bandejas, para cada muestra de ensayo, la cantidad adecuada de cada fracción que produzca una bachada que de cómo resultado una muestra compactada de 2,5 ± 0,1" de espesor (63,5 ± 1,3 mm).

Colocar las bandejas para el mezclado en el horno y calentarlas a una temperatura aproximada de 25 ºF (13,9 ºC), por encima de la de mezclado. Calentar el asfalto a una temperatura lo suficientemente alta para que fluya fácilmente, pero sin que ésta sea mayor que la de mezclado.

Colocar la bandeja de mezclado y su contenido en la balanza y pesar agregando el asfalto necesario. Luego se coloca el palustre en la bandeja y se determina el peso total de los componentes de la mezcla más el equipo de mezclado con aproximación a 0,2 g. Se mezclan los agregados y el asfalto con el palustre hasta obtener una mezcla homogénea.

VII.3.4. COMPACTACIÓN DE LOS NÚCLEOS DE PRUEBA

Colocar toda la mezcla preparada dentro del molde, emparejando la mezcla con la espátula, unas 15 veces alrededor del perímetro y 10 veces en la parte central. Se quita el collar y se alisa suavemente la superficie, hasta obtener una forma ligeramente redondeada. Inmediatamente antes del proceso de compactación la temperatura de la mezcla debe estar muy cercana a los límites de la temperatura de compactación establecida.

Colocar nuevamente el collar de extensión, y ubicarlo en el pedestal de compactación. Se aplican 75 (35 ó 50) golpes con el martillo, según lo especificado para la categoría de tráfico. Se quitan la base y el collar se le da vuelta y se vuelva a armar el conjunto. Se aplica el mismo número de golpes a la cara opuesta de la muestra. Después de la compactación, se quita la base del molde y se expone la muestra a la temperatura ambiente dentro del molde. Se saca la muestra del molde por medio de un extractor.

VII.4. ENSAYO MARSHALL

El ensayo debe efectuarse después de transcurridas 16 horas de la compactación.

VII.4.1. PROCEDIMIENTO DE ENSAYO

Para complementar el diseño de la mezcla, se deben efectuar los siguientes ensayos y análisis:

a. En la mezcla sin compactar:

- Peso Específico efectivo.
- Peso Específico máximo.

b. En la muestra compactada:

- Peso Específico Bulk.
- Estabilidad y flujo a 60 ºC.
- Análisis de densidad y Vacíos.

VII.4.2. EQUIPO REQUERIDO

Máquina de ensayo Marshall, con dispositivo eléctrico, diseñada para aplicar las cargas a las muestras por medio de pesas de ensayo semicirculares, está equipada con un calibrador provisto de anillo para determinar la carga de ensayo, de un marco de carga para el ensayo de estabilidad y un medidor de flujo, para establecer la deformación bajo la carga máxima de ensayo.

Baño de agua con una profundidad mínima de 15 cm (6”), provisto de un termostato para mantener una temperatura de 60 ºC ± 1 ºC.

VII.4.3. PRUEBAS DE ESTABILIDAD Y FLUENCIA

Después de obtenido el Peso Específico Bulk de la mezcla compactada, se procede a la ejecución de los ensayos de estabilidad y fluencia, de la siguiente manera:

a. Calibrar el cero del flujómetro, previamente montado sobre uno de los guiadores, y luego de insertar la mordaza de 4” debajo del pivote.

b. Sumergir la briqueta en baño de agua a 60 ºC (140 ºF), durante 30 a 40 minutos.

c. Limpiar las guías y la superficie interior del anillo de prueba y lubricar las guías para garantizar que el segmento superior del anillo se deslice libremente sobre ellas. La temperatura de la mordaza debe mantenerse a una temperatura de 21 a 37,8 ºC (70 a 100 ºF), utilizando el baño de agua, si fuese necesario.

d. Se saca la muestra del baño de agua, se coloca en la parte inferior de la mordaza, luego se inserta la parte superior de la misma. Se centra el conjunto en el dispositivo de carga y se coloca el medidor de flujo sobre el guiador superior de la mordaza.

e. Aplicar la carga de ensayo a la muestra a una velocidad de deformación constante de 51 mm/min (2 pulg/min), hasta que ocurra la falla. El punto de falla se define como la carga máxima obtenida en el ensayo. El número total de Newtons (libras) necesario para producir la falla de la muestra se define como el valor de la estabilidad Marshall. La deformación vertical del espécimen producida por la carga, es el valor del Flujo (fluencia).

f. Durante el ensayo de estabilidad, sujétese firmemente el medidor de flujo en su posición sobre el guiador, y retírese en el instante mismo que la carga empieza a decrecer, se anota el valor de flujo en unidades de 0,25 mm (0.01”). Por ejemplo si la muestra se deforma 3,8 mm (0,15”), su fluencia será 15.

g. Se promedian los valores de estabilidad y flujo para todas las muestras con cada contenido de ligante.

Las pruebas de estabilidad y fluencia, a partir de la extracción de los núcleos del baño, no deben durar un tiempo mayor a 30 segundos.

VII.5. ANÁLISIS DE DENSIDAD Y VACÍOS

Después de la conclusión de los ensayos de estabilidad y fluencia, se realiza el análisis de densidad y vacíos, para cada grupo de núcleos de prueba, de la siguiente manera:

a. Promediar los valores de peso específico Bulk de todas las muestras de ensayo para cada contenido de ligante; los valores que por simple inspección presenten error, no se consideran.

b. Determinar el peso unitario promedio para cada contenido de ligante, multiplicando el valor promedio del peso específico Bulk por 1000 para peso unitario en kg/m^3, por 62,4 para peso unitario en lb/pie^3.

c. Dibujar un gráfico de relación de peso unitario vs. contenido de asfalto, uniendo los puntos mediante una curva intermedia, que proporcione el mejor ajuste para todos los valores.

d. Leer directamente en la curva trazada, los valores de peso unitario para cada contenido de asfalto ensayado y obtener el peso específico Bulk equivalente, dividiendo entre 1000 Kg/m^3 (ó entre 62,4 lb/pie^3). Los valores de peso específico Bulk así obtenidos, serán usados en el cálculo posterior de vacíos.

e. Utilizando el Peso Específico máximo teórico de la mezcla bituminosa (ASTM D-2041) y el Peso Específico Bulk de los agregados, se calcula el Peso Efectivo del agregado, el asfalto absorbido por los agregados secos (en kg o lb), el porcentaje de vacíos de aire y el porcentaje de vacíos del agregado mineral (VAM).

VII.6. PRESENTACIÓN DE RESULTADOS

Los valores de estabilidad, flujo y porcentaje de vacíos en la mezcla, se procesan como se indica a continuación:

a. Promediar los valores de flujo y estabilidad para todas las muestras de un porcentaje de asfalto dado. Valores errados en comparación con los otros, no se incluirán en el promedio.

b. Se elaboran gráficos**,** para presentar las relaciones entre los siguientes valores:

- Estabilidad vs. Porcentaje de Asfalto (ver figura VII.2)
- Peso Unitario vs. Porcentaje de Asfalto (ver figura VII.3)
- Porcentaje de Vacíos en la Mezcla vs. Porcentaje de Asfalto (ver figura VII.4)
- Flujo vs. Porcentaje de Asfalto (ver figura VII.5)
- Porcentaje de Vacíos en el Agregado vs. Porcentaje de Asfalto (ver figura VII.6)

En cada gráfico se debe unir los puntos obtenidos mediante una curva promedio, procurando que todos los valores se ajusten a ella en forma adecuada.

VII.7. DETERMINACIÓN DEL CONTENIDO ÓPTIMO DE ASFALTO

El contenido óptimo de asfalto se determina a partir de los datos obtenidos anteriormente, considerando los resultados de las curvas correspondientes a Estabilidad, Peso Unitario y Porcentaje de Vacíos, en las cuales se determina el contenido de asfalto para conseguir:

a. Estabilidad máxima.

b. Peso unitario máximo.

c. El valor medio del porcentaje de vacíos según la tabla VII.2.

El contenido óptimo de asfalto será el promedio numérico de los contenidos de asfalto indicados anteriormente.

VII.8. TENDENCIAS Y RELACIONES DE LOS RESULTADOS DE ENSAYO

Las curvas de ensayo trazadas como se describió anteriormente, constituyen una norma razonablemente consistente para diseño de mezclas asfálticas de gradación densa. Las tendencias que generalmente se observan se detallan a continuación:

a) El valor de la estabilidad aumenta al aumentar el contenido de asfalto hasta un punto máximo, a partir del cual la estabilidad decrece.

b) El valor del flujo aumenta al aumentar el contenido de asfalto. En muchos casos el valor mínimo corresponderá a un contenido de asfalto menor que el mínimo usado en las muestras de ensayo.

c) La curva de peso unitario de la mezcla total, es similar a la curva de estabilidad, excepto que el máximo peso unitario se consigue normalmente (no siempre), con un contenido de asfalto un poco más alto que el correspondiente a la máxima estabilidad.

d) El porcentaje de vacíos (de aire) se reduce al aumentar el contenido de asfalto, hasta llegar al final a un contenido mínimo de vacíos.

e) El porcentaje de vacíos en el agregado mineral, generalmente decrece hasta un valor mínimo, y luego aumenta al incrementarse el contenido de asfalto.

VII.9. CRITERIO PARA ELEGIR UNA MEZCLA SATISFACTORIA

Los criterios recomendados por el Instituto del Asfalto, para la adopción de un diseño de mezcla de concreto asfáltico, se resumen en las siguientes tablas VII.2 y VII.3.

Tabla VII.2. Especificaciones Marshall de diseño.

Especificación del Método Marshall	**Tráfico Liviano**		**Tráfico Mediano**		**Tráfico Pesado**	
	Min.	**Máx.**	**Mín.**	**Máx.**	**Mín.**	**Máx.**
No. de golpes	35		50		75	
Estabilidad Newtons Libras	3336 750		5338 1200		8006 1800	
Fluencia 0,25 mm (0,01")	8	18	8	16	8	14
% de vacíos	3	5	3	5	3	5

Fuente: The Asphalt Institute's, Manual (MS-2).

Tabla VII.3. Porcentaje mínimo de vacíos en el agregado mineral.

Tamiz	Tamaño máx. nominal de partículas		Mínimo % de vacíos VAM
	Pulgadas	mm	
No. 16	0,0469	1,18	23,5
No. 8	0,093	2,36	21,0
No. 4	0,187	4,75	18,0
⅜	0,375	9,5	16,0
½	0,500	12,5	15,0
¾	0,750	19,0	14,0
1	1,0	25,0	13,0
1½	1,5	37,5	12,0
2	2,0	50,0	11,5
2½	2,5	63,0	11,0

Fuente: The Asphalt Institute's, Manual (MS-2).

VII.10. GUÍA GENERAL PARA AJUSTAR LA MEZCLA DE PRUEBA

Si los resultados obtenidos en los ensayos no satisfacen las exigencias de las especificaciones técnicas que rigen el proyecto, se debe ajustar la mezcla de prueba, considerando los criterios siguientes:

a) Porcentaje de vacíos bajo, estabilidad baja:

Para obtener un contenido mayor de vacíos en el agregado mineral (y por tanto proporcionar suficiente espacio a ser llenado con asfalto y aire), la gradación del agregado debe ser ajustada incrementando el porcentaje de la fracción más gruesa, o más fina, de acuerdo a la curva granulométrica que se esté utilizando. Si el contenido de asfalto es más alto de lo normal y el exceso no se requiere para reemplazar el absorbido por el agregado, el contenido de asfalto debe ser disminuido para

incrementar los vacíos. Es bueno recordar sin embargo, que al bajar el contenido de asfalto crece el contenido de vacíos y reduce el espesor de la película que cubre el agregado, con lo que se disminuye la durabilidad del pavimento. También una gran reducción del espesor de la película puede volverlo quebradizo, acelerar la oxidación e incrementar la permeabilidad. Si los ajustes anteriores no producen una mezcla estable, el agregado debe ser cambiado. Usualmente es posible mejorar la estabilidad y aumentar el contenido de vacíos de la mezcla, incrementando el contenido del material triturado. En algunos agregados, sin embargo, las caras fracturadas son tan lisas como el desgaste producido por el agua, que no es posible obtener un incremento apreciable de estabilidad, tal como ocurre con agregados provenientes de rocas cuarzosas o similares.

b) Porcentaje de vacíos bajo, estabilidad satisfactoria:

El contenido bajo de vacíos puede originar inestabilidad o fluencia después de que el pavimento ha sido expuesto al tráfico por un periodo de tiempo, a causa del reacondicionamiento de las partículas y compactación adicional. También puede resultar insuficiente el espacio de vacíos para la cantidad de asfalto requerida para una durabilidad alta, incluso siendo la estabilidad satisfactoria. La disgregación del agregado bajo la acción del tráfico, puede también conducir a inestabilidad y fluencia, si el contenido de vacíos de la mezcla no es suficiente. Por estas razones, las mezclas con un contenido bajo de vacíos deben ser mejoradas por uno de los métodos citados en el inciso anterior, por más que la estabilidad sea satisfactoria.

c) Porcentaje de vacíos satisfactorio, estabilidad baja:

Si la estabilidad es baja, cuando los vacíos y la gradación del agregado son satisfactorios, significa que el agregado tiene alguna deficiencia. Esta consideración determina la necesidad de mejorar su calidad, como se describió anteriormente.

d) Porcentaje de vacíos alto, estabilidad satisfactoria:

El porcentaje elevado de vacíos frecuentemente es asociado, aunque no siempre, con permeabilidad alta. La permeabilidad alta permite circulación de aire y agua por el pavimento, lo que puede conducir a un endurecimiento prematuro del asfalto. Por más que la estabilidad sea satisfactoria, se deben realizar ajustes para reducir los vacíos. Para ello es usual incrementar el contenido de filler (llenante mineral), mediante la combinación de dos o más materiales, de manera tal que la gradación resultante tenga una mayor aproximación a la curva graduada de la densidad máxima.

e) Porcentaje de vacíos alto, estabilidad baja:

Cuando los vacíos son altos y la estabilidad es baja, se hace necesario efectuar las correcciones siguientes. En primer lugar se ajusta los vacíos, siguiendo los métodos mencionados anteriormente. Si con este ajuste no mejora la estabilidad, el segundo paso es mejorar la calidad del agregado.

VII.11. EJEMPLO

Con los datos del Ensayo Marshall resumidos en la tabla VII.4 se determinará el Óptimo Contenido de Asfalto (OCA) para las siguientes características:

Número de golpes en cada cara de la briqueta	: 75
Estabilidad en libras	: 1800
Fluencia (0,01”)	: 8-14
Vacíos (%)	: 3-5
Mínimo VAM(%)	: 13

Tabla VII.4. Datos obtenidos del Ensayo Marshall

Porcentajes de asfalto (%)	5,0	5,5	6,0	6,5	7,0
Peso unitario (gr/cc)	2,320	2,367	2,380	2,372	2,365
Porcentaje de vacíos en el agregado (%)	17,17	15,98	15,87	16,73	17,33
Porcentaje de vacíos en la mezcla (%)	5,92	3,35	2,02	1,78	1,28
Estabilidad (lb)	2810	3150	3005	2175	1650
Flujo (0,01”)	9	13	15	16	16

a) Curva Estabilidad vs. Porcentaje de Asfalto

En base a los datos proporcionados por la tabla VII.4 de la que se extraen los valores de la estabilidad, se grafica contra los porcentajes de asfalto de la mezcla total (Figura VII.2). De esta curva se determina el porcentaje de asfalto correspondiente a la máxima estabilidad:

A = 5,4 %

b) Curva de Peso Unitario vs. Porcentaje de Asfalto

De los resultados de los ensayos de laboratorio se obtiene los valores de los pesos unitarios de las diferentes mezclas asfálticas que se grafican contra los correspondientes porcentajes de asfalto (Figura VII.3), hallándose el porcentaje de asfalto correspondiente al peso unitario máximo:

B = 6,20 %

c) Curva Porcentaje de Vacíos en la Mezcla vs. Porcentaje de Asfalto

Los valores de porcentaje de vacíos en la mezcla calculados en la tabla VII.4, se grafican con sus correspondientes porcentajes de asfalto (Figura VII.4), hallándose el porcentaje

de asfalto correspondiente al porcentaje de vacíos en la mezcla intermedio entre los límites de las especificaciones:

C = 5,35 %

d) Porcentaje Óptimo de Asfalto

Se determina promediando los valores A, B y C hallados:

Óptimo Contenido de Asfalto (OCA) = (A + B + C) / 3
OCA = (5,4 + 6,20 + 5,35) / 3
OCA = 5,65 %

e) Comprobación de la Fluencia

Con los datos del Flujo en la tabla VII.4 se traza la curva flujo vs. porcentaje de asfalto (Figura VII.5), se comprueba la Fluencia entrando en la curva con el valor OCA y hallando su correspondiente valor de Flujo, este debe estar comprendido entre el rango dado en la tabla VII.2:

8(0,01") < Flujo = 13,5(0,01") < 14(0,01") (Satisfactorio)

f) Comprobación del Porcentaje de Vacíos en el Agregado (VAM)

Los valores de los porcentajes de vacíos en el agregado (VAM) calculados en la tabla VII.4 se grafican con sus correspondientes porcentajes de asfalto (Figura VII.6), se comprueba el porcentaje de vacíos en el agregado entrando en la curva con el valor OCA y este debe ser mayor al valor mínimo dado en la tabla VII.3:

13 % < VAM = 16 % (Satisfactorio)

De los pasos anteriores podemos indicar que para OCA = 5,65 %, las características Marshall son:

Número de golpes en cada cara del espécimen	: 75
Estabilidad en libras	: 3075
Flujo en 0,01”	: 13,5
Porcentaje de Vacíos en la Mezcla	: 3,1 %
Porcentaje de Vacíos en el Agregado (VAM)	: 16 %

Figura VII.2. Curva Estabilidad vs. Porcentaje de Asfalto

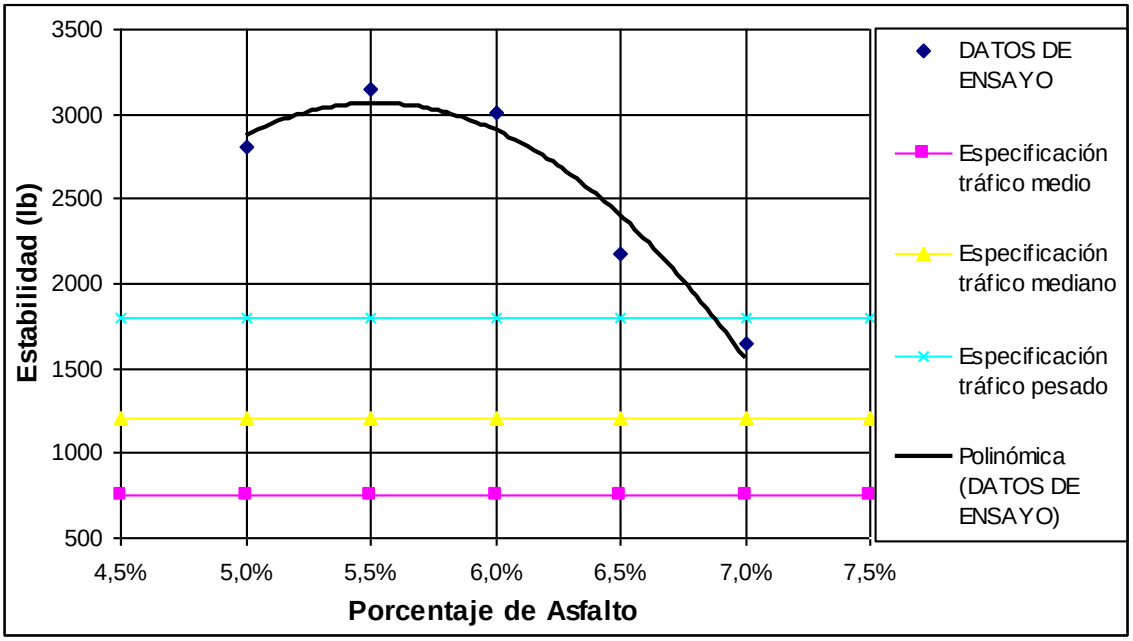


Figura VII.3. Curva de Peso Unitario vs. Porcentaje de Asfalto

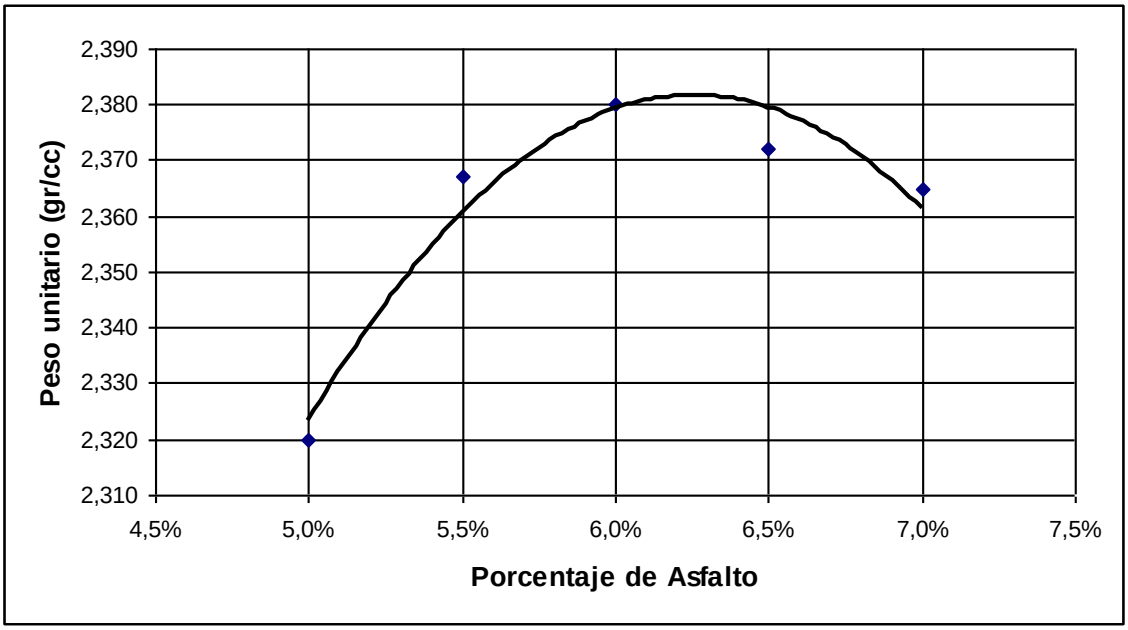


Figura VII.4. Curva Porcentaje de Vacíos en la Mezcla vs. Porcentaje de Asfalto

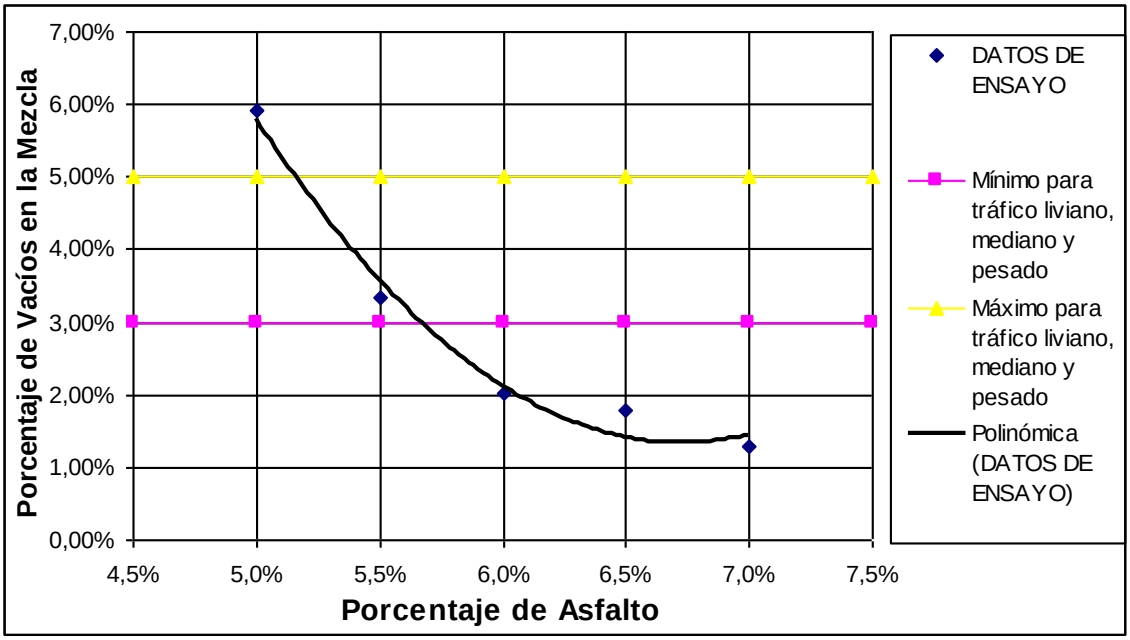


Figura VII.5. Curva Flujo vs. Porcentaje de Asfalto

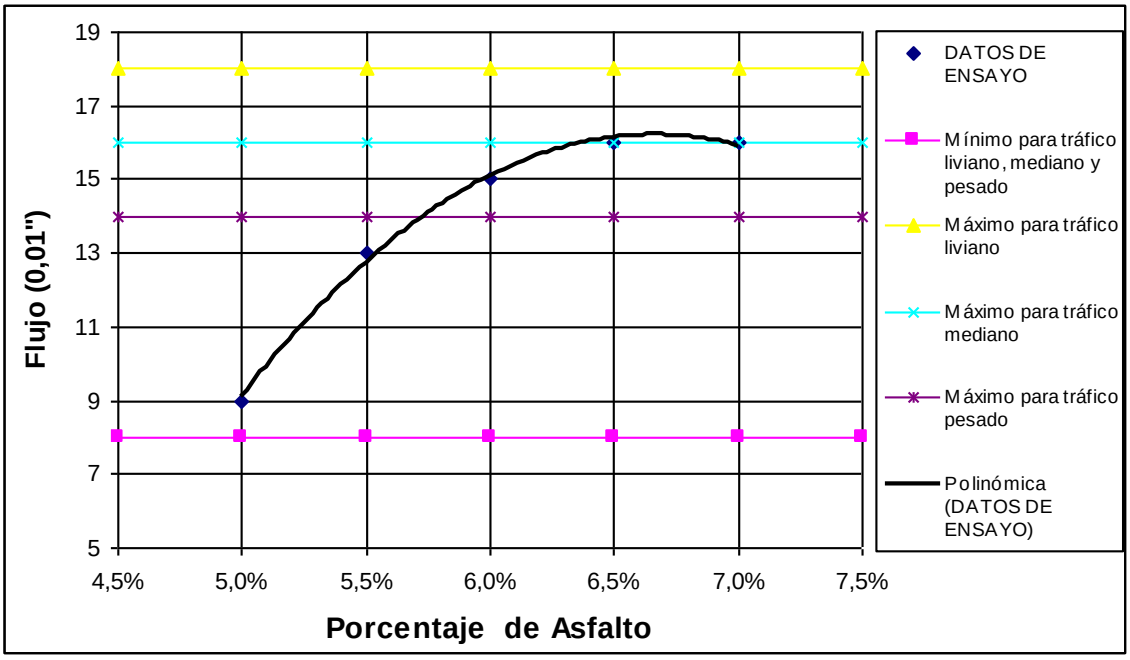
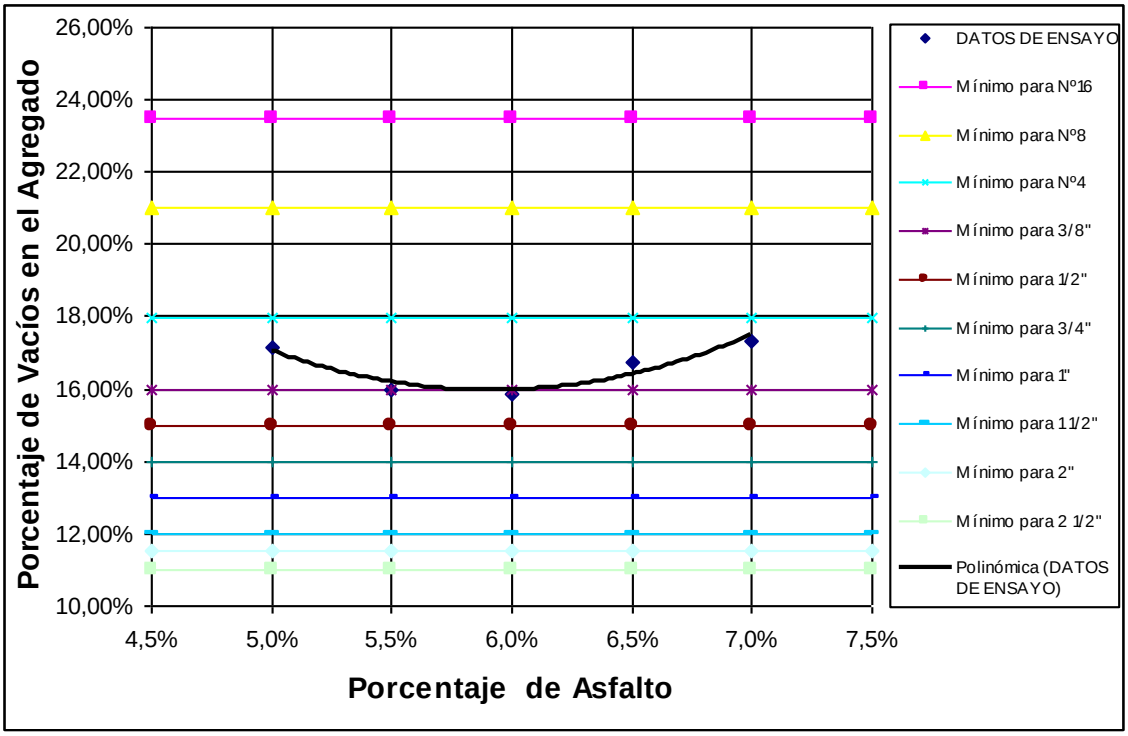


Figura VII.6. Curva Porcentaje de Vacíos en el Agregado vs. Porcentaje de Asfalto



DISEÑO DE MEZCLAS ASFÁLTICAS

MÉTODO MARSHALL

Agr. Grueso %	Agr. Fino %	P.E. Bulk Agregado Total = ... gr/cc	Proyecto: .....
P.E. CA = ... gr/cc	Tipo CA = ...	Fecha:	Ubicación: .....

% C.A. En Peso Agr.	% C.A. En Peso Mezcla	Altura (mm) Núcleo	Pesos (gr)			Vol. Bulk cm3	P.E. Bulk Mezcla	% Vacíos	% VAM	Peso unitario	Estabilidad lb (Nw)		Fluencia 0,25 mm
			Al Aire	En Agua	S.S.S.						Medida	Corregida	

Tabla VII. 5. Formulario para Registro y Cálculo - Ensayo Marshall

PAVIMENTOS DE CEMENTO PORTLAND MÉTODO AASHTO-93

CAPITULO VIII

VIII. PAVIMENTOS DE CEMENTO PORTLAND MÉTODO AASHTO-93

VIII.1. VARIABLES DE ENTRADA

VIII.1.1. VARIABLES DE TIEMPO

Periodo de Análisis: Es el tiempo total que cada estrategia de diseño debe cubrir (establece al inicio). El periodo de análisis comprende varios periodos de vida útil.

TIPO DE CAMINO	PERIODO DE ANÁLISIS
Gran Volumen de tránsito urbano	30-50 años
Gran volumen de tránsito rural	20-50 años
Bajo volumen pavimentado	15-25 años

Vida Útil: Es el periodo que media entre la construcción o rehabilitación del pavimento y el momento que éste alcanza un grado de serviciabilidad mínimo.

VIII.1.2. CONFIABILIDAD O NIVEL DE CONFIANZA

Confiabilidad es la posibilidad de que el sistema estructural que forma el pavimento cumpla su función prevista dentro de su vida útil, bajo las condiciones de carga e intemperismo que tienen lugar en ese lapso de tiempo.

Para una construcción por etapas (vida útil < periodo de análisis) se debe componer las confiabilidades de cada etapa para tener la confiabilidad en todo el periodo de diseño, por tanto:

$$R_{etapa} = \left(R_{total}\right)^{1/n}$$

n = No. de etapas previstas

Tabla VIII.1. Niveles de Confiabilidad Recomendadas por AASHTO

Tipo de camino	Confiabilidad Recomendada	
	Zona Urbana	Zona Rural
Rutas Interdepartamentales y autopistas	85-99,9	80-99,9
Arterias principales	80-99	75-99
Colectoras	89-95	75-95
Locales	50-80	50-80

Fuente: Guide for Design of Pavement Structures, AASHTO, 1993.

VIII.1.3. DESVIACIÓN ESTÁNDAR Y FACTOR DE DESVIACIÓN NORMAL

La curva de diseño propuesta por la AASHTO, de acuerdo a los resultados obtenidos en sus tramos experimentales, no coincide con la curva del comportamiento real del pavimento, a pesar de tener la misma forma, debido a errores asociados a la ecuación de comportamiento propuesta y a la dispersión de la información utilizada en el dimensionamiento del pavimento. Los resultados del diseño para el nivel de confianza elegido deberán ser corregidos utilizando un factor de corrección, que representa la desviación estándar y evalúa los datos dispersos que configuran la curva real de comportamiento del pavimento.

Se recomienda para pavimentos rígidos, valores de desviación estándar entre los límites:

$$0{,}30 \leq S_0 \leq 0{,}40$$

Si se considera una variación en el tránsito futuro $S_0 = 0{,}34$, y para el caso en que no se considera una variación $S_0 = 0{,}39$.

Para compatibilizar las dos curvas de comportamiento, en base a un enfoque regresional estadístico, los errores se representan mediante la desviación estándar S_0, y el factor de ajuste entre las dos curvas se define como el producto de la desviación normal Z_R, por la desviación estándar S_0. Los factores de desviación normal (Z_R) se muestran en la siguiente tabla:

Tabla VIII.2. Desviación Normal de la Confiabilidad

Confiabilidad	*Zr*
50	0
80	-0,841
85	-1,037
90	-1,282
95	-1,645
99	-2,327

Fuente: Guía para el Diseño y la Construcción de Pavimentos Rígidos.
Ing. Aurelio Salazar Rodríguez, 1998.

VIII.1.4. ÍNDICE DE SERVICIABILIDAD

La serviciabilidad de un pavimento se define como la capacidad de servir al tipo de tránsito para el cual ha sido diseñado. Tiene un rango de calificación de 1 a 5. Cuando la evaluación del índice de serviciabilidad se realiza a través de la inventariación de fallas, se utiliza la ecuación matemática siguiente:

$$p = 5.41 - 1.80 \log[1 + S_V] - 0.09[Cr + P]^{0.5}$$

Donde:

Sv: Variación de las cotas de la rasante en sentido longitudinal en relación a la rasante inicial (Rugosidad en sentido longitudinal).

Cr: Longitud de las grietas principales, selladas o abiertas, expresada en pies lineales por cada 1000 pies² de pavimento.

P: Área bacheada en pies² por cada 1000 pies² de pavimento.

El Índice de Servicio Inicial p_0 representa la condición inicial del pavimento, por lo tanto este valor depende del diseño y de la calidad de la construcción, irá disminuyendo con el transcurso del tiempo hasta llegar a un índice de servicio final p_t, que corresponde a un estado límite capas de ser tolerado, antes de que el pavimento sea rehabilitado, mediante un refuerzo o una reconstrucción.

Los valores del Índice de Serviciabilidad recomendados por el método son los siguientes:

Serviciabilidad Inicial	p_0 = 4,5 (Pavimentos rígidos)
Serviciabilidad Final	p_t = 2,5 Para caminos muy importantes
	p_t = 2,0 Para caminos de menor tránsito

VIII.1.5. TRÁNSITO

Al igual que en pavimentos flexibles el tránsito es transformado a un número de pasadas de ejes tipo de 18 kips (80 kN), denominado ESALs (equivalent simple axial load), a través de los factores de carga LEFs (load equivalent factor), determinados por la AASHTO, cuyo valor se determina en función de un espesor de losa estimado al principio. Estos factores se proporcionan en las Tablas VIII.3.

Además para el cálculo del tránsito se consideran: el factor de crecimiento [FC], el factor direccional [F_d] y el factor de carril [F_C], cuyos valores son iguales a los usados para pavimentos flexibles.

Tabla VIII.3. Factores equivalentes de carga para pavimento rígido, eje simple, p_t = 2,0

Carga/eje		Espesor de Losa *D* en pulgadas (mm)								
(kpis)	(kN)	6,0 (152,4)	7,0 (177,8)	8,0 (203,2)	9,0 (228,6)	10,0 (254,0)	11,0 (279,4)	12,0 (304,8)	13,0 (330,2)	14,0 (355,6)
2	8.9	0.0002	0.0002	0.0002	0.0002	0.0002	0.0002	0.0002	0.0002	0.0002
4	17.8	0.002	0.002	0.002	0.002	0.002	0.002	0.002	0.002	0.002
6	26.7	0.011	0.010	0.010	0.010	0.010	0.010	0.010	0.010	0.010
8	35.6	0.035	0.033	0.032	0.032	0.032	0.032	0.032	0.032	0.032
10	44.5	0.087	0.084	0.082	0.081	0.080	0.080	0.080	0.080	0.080
12	53.4	0.186	0.180	0.176	0.175	0.174	0.174	0.173	0.173	0.173
14	62.3	0.353	0.346	0.341	0.338	0.337	0.336	0.336	0.336	0.336
16	71.2	0.614	0.609	0.604	0.601	0.599	0.599	0.598	0.598	0.598
18	80.0	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
20	89.0	1.55	1.56	1.57	1.58	1.58	1.59	1.59	1.59	1.59
22	97.9	2.32	2.32	2.35	2.38	2.40	2.41	2.41	2.41	2.42
24	106.8	3.37	3.34	3.40	3.47	3.51	3.53	3.54	3.55	3.55
26	115.7	4.76	4.69	4.77	4.88	4.97	5.02	5.04	5.06	5.06
28	124.6	6.58	6.44	6.52	6.70	6.85	6.94	7.00	7.02	7.04
30	133.5	8.92	8.68	8.74	8.98	9.23	9.39	9.48	9.54	9.56
32	142.4	11.9	11.5	11.5	11.8	12.2	12.4	12.6	12.7	12.7
34	151.3	15.5	15.0	14.9	15.3	15.8	16.2	16.4	16.6	16.7
36	160.0	20.1	19.3	19.2	19.5	20.1	20.7	21.1	21.4	21.5
38	169.1	25.6	24.5	24.3	24.6	25.4	26.1	26.7	27.1	27.4
40	178.0	32.2	30.8	30.4	30.7	31.6	32.6	33.4	34.0	34.4
42	186.9	40.1	38.4	37.7	38.0	38.9	40.1	41.3	42.1	42.7
44	195.8	49.4	47.3	46.4	46.6	47.6	49.0	50.4	51.6	52.4
46	204.7	60.4	57.7	56.6	56.7	57.7	59.3	61.1	62.6	63.7
48	213.6	73.2	69.9	68.4	68.4	69.4	71.2	73.3	75.3	76.8
50	222.5	88.0	84.1	82.2	82.0	83.0	84.9	87.4	89.8	91.7

Fuente: Guide for Design of Pavement Structures, AASHTO, 1993.

Tabla VIII.3. Factores equivalentes de carga para pavimento rígido, eje tandem, p_t = 2,0

Carga/eje		Espesor de Losa *D* en pulgadas (mm)								
(kpis)	(kN)	6,0 (152,4)	7,0 (177,8)	8,0 (203,2)	9,0 (228,6)	10,0 (254,0)	11,0 (279,4)	12,0 (304,8)	13,0 (330,2)	14,0 (355,6)
2	8.9	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001
4	17.8	0.0006	0.0005	0.0005	0.0005	0.0005	0.0005	0.0005	0.0005	0.0005
6	26.7	0.002	0.002	0.002	0.002	0.002	0.002	0.002	0.002	0.002
8	35.6	0.006	0.006	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005
10	44.5	0.014	0.013	0.013	0.012	0.012	0.012	0.012	0.012	0.012
12	53.4	0.028	0.026	0.026	0.025	0.025	0.025	0.025	0.025	0.025
14	62.3	0.051	0.049	0.048	0.047	0.047	0.047	0.047	0.047	0.047
16	71.2	0.087	0.084	0.082	0.081	0.081	0.080	0.080	0.080	0.080
18	80.0	0.141	0.136	0.133	0.132	0.131	0.131	0.131	0.131	0.131
20	89.0	0.216	0.210	0.206	0.204	0.203	0.203	0.203	0.203	0.203
22	97.9	0.319	0.313	0.307	0.305	0.304	0.303	0.303	0.303	0.303
24	106.8	0.454	0.449	0.444	0.441	0.440	0.439	0.439	0.439	0.439
26	115.7	0.629	0.626	0.622	0.620	0.618	0.618	0.618	0.618	0.618
28	124.6	0.852	0.851	0.850	0.850	0.850	0.849	0.849	0.849	0.849
30	133.5	1.13	1.13	1.14	1.14	1.14	1.14	1.14	1.14	1.14
32	142.4	1.48	1.48	1.49	1.50	1.51	1.51	1.51	1.51	1.51
34	151.3	1.90	1.90	1.93	1.95	1.96	1.97	1.97	1.97	1.97
36	160.0	2.42	2.41	2.45	2.49	2.51	2.52	2.53	2.53	2.53
38	169.1	3.04	3.02	3.07	3.13	3.17	3.19	3.20	3.20	3.21
40	178.0	3.79	3.74	3.80	3.89	3.95	3.98	4.00	4.01	4.01
42	186.9	4.67	4.59	4.66	4.78	4.87	4.93	4.95	4.97	4.97
44	195.8	5.72	5.59	5.67	5.82	5.95	6.03	6.07	6.09	6.10
46	204.7	6.94	6.76	6.83	7.02	7.20	7.31	7.37	7.41	7.43
48	213.6	8.36	8.12	8.17	8.40	8.63	8.79	8.88	8.93	8.96
50	222.5	10.00	9.69	9.72	9.98	10.27	10.49	10.62	10.69	10.73
52	231.4	11.9	11.5	11.5	11.8	12.1	12.4	12.6	12.7	12.8
54	240.3	14.0	13.5	13.5	13.8	14.2	14.6	14.9	15.0	15.1
56	249.2	16.5	15.9	15.8	16.1	16.6	17.1	17.4	17.6	17.7
58	258.1	19.3	18.5	18.4	18.7	19.3	19.8	20.3	20.5	20.7
60	267.0	22.4	21.5	21.3	21.6	22.3	22.9	23.5	23.8	24.0
62	275.9	25.9	24.9	24.6	24.9	25.6	26.4	27.0	27.5	27.7
64	284.7	29.9	28.6	28.2	28.5	29.3	30.2	31.0	31.6	31.9
66	293.6	34.3	32.8	32.3	32.6	33.4	34.4	35.4	36.1	36.5
68	302.5	39.2	37.5	36.8	37.1	37.9	39.1	40.2	41.1	41.6
70	311.4	44.6	42.7	41.9	42.1	42.9	44.2	45.5	46.6	47.3
72	320.3	50.6	48.4	47.5	47.6	48.5	49.9	51.4	52.6	53.5
74	329.2	57.3	54.7	53.6	53.6	54.6	56.1	57.7	59.2	60.3
76	338.1	64.6	61.7	60.4	60.3	61.2	62.8	64.7	66.4	67.7
78	347.0	72.5	69.3	67.8	67.7	68.6	70.2	72.3	74.3	75.8
80	355.9	81.3	77.6	75.9	75.7	76.6	78.3	80.6	82.8	84.7
82	364.8	90.9	86.7	84.7	84.4	85.3	87.1	89.6	92.1	94.2
84	373.7	101	97	94	94	95	97	99	102	105
86	382.6	113	107	105	104	105	107	110	113	116
88	391.5	125	119	116	116	116	118	121	125	128
90	400.4	138	132	129	128	129	131	134	137	141

Fuente: Guide for Design of Pavement Structures, AASHTO, 1993.

Tabla VIII.3. Factores equivalentes de carga para pavimento rígido, eje tridem, p_t = 2,0

Carga/eje		Espesor de Losa *D* en pulgadas (mm)								
(kpis)	(kN)	6,0 (152,4)	7,0 (177,8)	8,0 (203,2)	9,0 (228,6)	10,0 (254,0)	11,0 (279,4)	12,0 (304,8)	13,0 (330,2)	14,0 (355,6)
2	8.9	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001
4	17.8	0.0003	0.0003	0.0003	0.0003	0.0003	0.0003	0.0003	0.0003	0.0003
6	26.7	0.0010	0.0009	0.0009	0.0009	0.0009	0.0009	0.0009	0.0009	0.0009
8	35.6	0.002	0.002	0.002	0.002	0.002	0.002	0.002	0.002	0.002
10	44.5	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005
12	53.4	0.010	0.010	0.009	0.009	0.009	0.009	0.009	0.009	0.009
14	62.3	0.018	0.017	0.017	0.016	0.016	0.016	0.016	0.016	0.016
16	71.2	0.030	0.029	0.028	0.027	0.027	0.027	0.027	0.027	0.027
18	80.0	0.047	0.045	0.044	0.044	0.043	0.043	0.043	0.043	0.043
20	89.0	0.072	0.069	0.067	0.066	0.066	0.066	0.066	0.066	0.066
22	97.9	0.105	0.101	0.099	0.098	0.097	0.097	0.097	0.097	0.097
24	106.8	0.149	0.144	0.141	0.139	0.139	0.138	0.138	0.138	0.138
26	115.7	0.205	0.199	0.195	0.194	0.193	0.192	0.192	0.192	0.192
28	124.6	0.276	0.270	0.265	0.263	0.262	0.262	0.262	0.262	0.261
30	133.5	0.364	0.359	0.354	0.351	0.350	0.349	0.349	0.349	0.349
32	142.4	0.472	0.468	0.463	0.460	0.459	0.458	0.458	0.458	0.458
34	151.3	0.603	0.600	0.596	0.594	0.593	0.592	0.592	0.592	0.592
36	160.0	0.759	7.58	0.757	0.756	0.755	0.755	0.755	0.755	0.755
38	169.1	0.946	0.947	0.949	0.950	0.951	0.951	0.951	0.951	0.951
40	178.0	1.17	1.17	1.18	1.18	1.18	1.18	1.18	1.18	1.19
42	186.9	1.42	1.43	1.44	1.45	1.46	1.46	1.46	1.46	1.46
44	195.8	1.73	1.73	1.75	1.77	1.78	1.78	1.78	1.79	1.79
46	204.7	2.08	2.07	2.10	2.13	2.15	2.16	2.16	2.16	2.17
48	213.6	2.48	2.47	2.51	2.55	2.58	2.59	2.60	2.60	2.61
50	222.5	2.95	2.92	2.97	3.03	3.07	3.09	3.10	3.11	3.11
52	231.4	3.48	3.44	3.50	3.58	3.63	3.66	3.68	3.69	3.69
54	240.3	4.09	4.03	4.09	4.20	4.27	4.31	4.33	4.35	4.35
56	249.2	4.78	4.69	4.76	4.89	4.99	5.05	5.08	5.09	5.10
58	258.1	5.57	5.44	5.51	5.66	5.79	5.87	5.91	5.94	5.95
60	267.0	6.45	6.29	6.35	6.53	6.69	6.79	6.85	6.88	6.90
62	275.9	7.43	7.23	7.28	7.49	7.69	7.82	7.90	7.94	7.97
64	284.7	8.54	8.28	8.32	8.55	8.80	8.97	9.07	9.13	9.16
66	293.6	9.76	9.46	9.48	9.73	10.02	10.24	10.37	10.44	10.48
68	302.5	11.1	10.8	10.8	11.0	11.4	11.6	11.8	11.9	12.0
70	311.4	12.6	12.2	12.2	12.5	12.8	13.2	13.4	13.5	13.6
72	320.3	14.3	13.8	13.7	14.0	14.5	14.9	15.1	15.3	15.5
74	329.2	16.1	15.5	15.4	15.7	16.2	16.7	17.0	17.2	17.3
76	338.1	18.2	17.5	17.3	17.6	18.2	18.7	19.1	19.3	19.5
78	347.0	20.4	19.6	19.4	19.7	20.3	20.9	21.4	21.7	21.8
80	355.9	22.8	21.9	21.6	21.9	22.6	23.3	23.8	24.2	24.4
82	364.8	25.4	24.4	24.1	24.4	25.0	25.8	26.5	26.9	27.2
84	373.7	28.3	27.1	26.7	27.0	27.7	28.6	29.4	29.9	30.2
86	382.6	31.4	30.1	29.6	29.9	30.7	31.6	32.5	33.1	33.5
88	391.5	34.8	33.3	32.8	33.0	33.8	34.8	35.8	36.6	37.1
90	400.4	38.5	36.8	36.2	36.4	37.2	38.3	39.4	40.3	40.9

Fuente: Guide for Design of Pavement Structures, AASHTO, 1993.

Tabla VIII.3. Factores equivalentes de carga para pavimento rígido, eje simple, p_t = 2,5

Carga/eje		Espesor de Losa *D* en pulgadas (mm)								
(kpis)	(kN)	6,0 (152,4)	7,0 (177,8)	8,0 (203,2)	9,0 (228,6)	10,0 (254,0)	11,0 (279,4)	12,0 (304,8)	13,0 (330,2)	14,0 (355,6)
2	8.9	0.0002	0.0002	0.0002	0.0002	0.0002	0.0002	0.0002	0.0002	0.0002
4	17.8	0.003	0.002	0.002	0.002	0.002	0.002	0.002	0.002	0.002
6	26.7	0.012	0.011	0.010	0.010	0.010	0.010	0.010	0.010	0.010
8	35.6	0.039	0.035	0.033	0.032	0.032	0.032	0.032	0.032	0.032
10	44.5	0.097	0.089	0.084	0.082	0.081	0.080	0.080	0.080	0.080
12	53.4	0.203	0.189	0.181	0.176	0.175	0.174	0.174	0.173	0.173
14	62.3	0.376	0.360	0.347	0.341	0.338	0.337	0.336	0.336	0.336
16	71.2	0.634	0.623	0.610	0.604	0.601	0.599	0.599	0.599	0.598
18	80.0	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
20	89.0	1.51	1.52	1.55	1.57	1.58	1.58	1.59	1.59	1.59
22	97.9	2.21	2.20	2.28	2.34	2.38	2.40	2.41	2.41	2.41
24	106.8	3.16	3.10	3.22	3.36	3.45	3.50	3.53	3.54	3.55
26	115.7	4.41	4.26	4.42	4.67	4.85	4.95	5.01	5.04	5.05
28	124.6	6.05	5.76	5.92	6.29	6.61	6.81	6.92	6.98	7.01
30	133.5	8.16	7.67	7.79	8.28	8.79	9.14	9.35	9.46	9.52
32	142.4	10.8	10.1	10.1	10.7	11.4	12.0	12.3	12.6	12.7
34	151.3	14.1	13.0	12.9	13.6	14.6	15.4	16.0	16.4	16.5
36	160.0	18.2	16.7	16.4	17.1	18.3	19.5	20.4	21.0	21.3
38	169.1	23.1	21.1	20.6	21.3	22.7	24.3	25.6	26.4	27.0
40	178.0	29.1	26.5	25.7	26.3	27.9	29.9	31.6	32.9	33.7
42	186.9	36.2	32.9	31.7	32.2	34.0	36.3	38.7	40.4	41.6
44	195.8	44.6	40.4	38.8	39.2	41.0	43.8	46.7	49.1	50.8
46	204.7	54.5	49.3	47.1	47.3	49.2	52.3	55.9	59.0	61.4
48	213.6	66.1	59.7	56.9	56.8	58.7	62.1	66.3	70.3	73.4
50	222.5	79.4	71.7	68.2	67.8	69.6	73.3	78.1	83.0	87.1

Fuente: Guide for Design of Pavement Structures, AASHTO, 1993.

Tabla VIII.3. Factores equivalentes de carga para pavimento rígido, eje tandem, p_t = 2,5

Carga/eje		Espesor de Losa *D* en pulgadas (mm)								
(kpis)	(kN)	6,0 (152,4)	7,0 (177,8)	8,0 (203,2)	9,0 (228,6)	10,0 (254,0)	11,0 (279,4)	12,0 (304,8)	13,0 (330,2)	14,0 (355,6)
2	8.9	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001
4	17.8	0.0006	0.0006	0.0005	0.0005	0.0005	0.0005	0.0005	0.0005	0.0005
6	26.7	0.002	0.002	0.002	0.002	0.002	0.002	0.002	0.002	0.002
8	35.6	0.007	0.006	0.006	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005
10	44.5	0.015	0.014	0.013	0.013	0.012	0.012	0.012	0.012	0.012
12	53.4	0.031	0.028	0.026	0.026	0.025	0.025	0.025	0.025	0.025
14	62.3	0.057	0.052	0.049	0.048	0.047	0.047	0.047	0.047	0.047
16	71.2	0.097	0.089	0.084	0.082	0.081	0.081	0.080	0.080	0.080
18	80.0	0.155	0.143	0.136	0.133	0.132	0.131	0.131	0.131	0.131
20	89.0	0.234	0.220	0.211	0.206	0.204	0.203	0.203	0.203	0.203
22	97.9	0.340	0.325	0.313	0.308	0.305	0.304	0.303	0.303	0.303
24	106.8	0.475	0.462	0.450	0.444	0.441	0.440	0.439	0.439	0.439
26	115.7	0.644	0.637	0.627	0.622	0.620	0.619	0.618	0.618	0.618
28	124.6	0.855	0.854	0.852	0.850	0.850	0.850	0.849	0.849	0.849
30	133.5	1.11	1.12	1.13	1.14	1.14	1.14	1.14	1.14	1.14
32	142.4	1.43	1.44	1.47	1.49	1.50	1.51	1.51	1.51	1.51
34	151.3	1.82	1.82	1.87	1.92	1.95	1.96	1.97	1.97	1.97
36	160.0	2.29	2.27	2.35	2.43	2.48	2.51	2.52	2.52	2.53
38	169.1	2.85	2.80	2.91	3.03	3.12	3.16	3.18	3.20	3.20
40	178.0	3.52	3.42	3.55	3.74	3.87	3.94	3.98	4.00	4.01
42	186.9	4.32	4.16	4.30	4.55	4.74	4.86	4.91	4.95	4.96
44	195.8	5.26	5.01	5.16	5.48	5.75	5.92	6.01	6.06	6.09
46	204.7	6.36	6.01	6.14	6.53	6.90	7.14	7.28	7.36	7.40
48	213.6	7.64	7.16	7.27	7.73	8.21	8.55	8.75	8.86	8.92
50	222.5	9.11	8.50	8.55	9.07	9.68	10.14	10.42	10.58	10.66
52	231.4	10.8	10.0	10.0	10.6	11.3	11.9	12.3	12.5	12.7
54	240.3	12.8	11.8	11.7	12.3	13.2	13.9	14.5	14.8	14.9
56	249.2	15.0	13.8	13.6	14.2	15.2	16.2	16.8	17.3	17.5
58	258.1	17.5	16.0	15.7	16.3	17.5	18.6	19.5	20.1	20.4
60	267.0	20.3	18.5	18.1	18.7	20.0	21.4	22.5	23.2	23.6
62	275.9	23.5	21.4	20.8	21.4	22.8	24.4	25.7	26.7	27.3
64	284.7	27.0	24.6	23.8	24.4	25.8	27.7	29.3	30.5	31.3
66	293.6	31.0	28.1	27.1	27.6	29.2	31.3	33.2	34.7	35.7
68	302.5	35.4	32.1	30.9	31.3	32.9	35.2	37.5	39.3	40.5
70	311.4	40.3	36.5	35.0	35.3	37.0	39.5	42.1	44.3	45.9
72	320.3	45.7	41.4	39.6	39.8	41.5	44.2	47.2	49.8	51.7
74	329.2	51.7	46.7	44.6	44.7	46.4	49.3	52.7	55.7	58.0
76	338.1	58.3	52.6	50.2	50.1	51.8	54.9	58.6	62.1	64.8
78	347.0	65.5	59.1	56.3	56.1	57.7	60.9	65.0	69.0	72.3
80	355.9	73.4	66.2	62.9	62.5	64.2	67.5	71.9	76.4	80.2
82	364.8	82	73.9	70.2	69.6	71.2	74.7	79.4	84.4	88.8
84	373.7	91.4	82.4	78.1	77.3	78.9	82.4	87.4	93.0	98.1
86	382.6	102	92	87	86	87	91	96	102	108
88	391.5	113	102	96	95	96	100	105	112	119
90	400.4	125	112	106	105	106	110	115	123	130

Fuente: Guide for Design of Pavement Structures, AASHTO, 1993.

Tabla VIII.3. Factores equivalentes de carga para pavimento rígido, eje tridem, p_t = 2,5

Carga/eje		Espesor de Losa *D* en pulgadas (mm)								
(kpis)	(kN)	6,0 (152,4)	7,0 (177,8)	8,0 (203,2)	9,0 (228,6)	10,0 (254,0)	11,0 (279,4)	12,0 (304,8)	13,0 (330,2)	14,0 (355,6)
2	8.9	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001
4	17.8	0.0003	0.0003	0.0003	0.0003	0.0003	0.0003	0.0003	0.0003	0.0003
6	26.7	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001
8	35.6	0.003	0.002	0.002	0.002	0.002	0.002	0.002	0.002	0.002
10	44.5	0.006	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005
12	53.4	0.011	0.010	0.010	0.009	0.009	0.009	0.009	0.009	0.009
14	62.3	0.020	0.018	0.017	0.017	0.016	0.016	0.016	0.016	0.016
16	71.2	0.033	0.030	0.029	0.028	0.027	0.027	0.027	0.027	0.027
18	80.0	0.053	0.048	0.045	0.044	0.044	0.043	0.043	0.043	0.043
20	89.0	0.080	0.073	0.069	0.067	0.066	0.066	0.066	0.066	0.066
22	97.9	0.116	0.107	0.101	0.099	0.098	0.097	0.097	0.097	0.097
24	106.8	0.163	0.151	0.144	0.141	0.139	0.139	0.138	0.138	0.138
26	115.7	0.222	0.209	0.200	0.195	0.194	0.193	0.192	0.192	0.192
28	124.6	0.295	0.281	0.271	0.265	0.263	0.262	0.262	0.262	0.262
30	133.5	0.384	0.371	0.359	0.354	0.351	0.350	0.349	0.349	0.349
32	142.4	0.490	0.480	0.468	0.463	0.460	0.459	0.458	0.458	0.458
34	151.3	0.616	0.609	0.601	0.596	0.594	0.593	0.592	0.592	0.592
36	160.0	0.765	0.762	0.759	0.757	0.756	0.755	0.755	0.755	0.755
38	169.1	0.939	0.941	0.946	0.948	0.950	0.951	0.951	0.951	0.951
40	178.0	1.14	1.15	1.16	1.17	1.18	1.18	1.18	1.18	1.18
42	186.9	1.38	1.38	1.41	1.44	1.45	1.46	1.46	1.46	1.46
44	195.8	1.65	1.65	1.70	1.74	1.77	1.78	1.78	1.78	1.79
46	204.7	1.97	1.96	2.03	2.09	2.13	2.15	2.16	2.16	2.16
48	213.6	2.34	2.31	2.40	2.49	2.55	2.58	2.59	2.60	2.60
50	222.5	2.76	2.71	2.81	2.94	3.02	3.07	3.09	3.10	3.11
52	231.4	3.24	3.15	3.27	3.44	3.56	3.62	3.66	3.68	3.68
54	240.3	3.79	3.66	3.79	4.00	4.16	4.26	4.30	4.33	4.34
56	249.2	4.41	4.23	4.37	4.63	4.84	4.97	5.03	5.07	5.09
58	258.1	5.12	4.87	5.00	5.32	5.59	5.76	5.85	5.90	5.93
60	267.0	5.91	5.59	5.71	6.08	6.42	6.64	6.77	6.84	6.87
62	275.9	6.80	6.39	6.50	6.91	7.33	7.62	7.79	7.88	7.93
64	284.7	7.79	7.29	7.37	7.82	8.33	8.70	8.92	9.04	9.11
66	293.6	8.90	8.28	8.33	8.83	9.42	9.88	10.17	10.33	10.42
68	302.5	10.1	9.4	9.4	9.9	10.6	11.2	11.5	11.7	11.9
70	311.4	11.5	10.6	10.6	11.1	11.9	12.6	13.0	13.3	13.5
72	320.3	13.0	12.0	11.8	12.4	13.3	14.1	14.7	15.0	15.2
74	329.2	14.6	13.5	13.2	13.8	14.8	15.8	16.5	16.9	17.1
76	338.1	16.5	15.1	14.8	15.4	16.5	17.6	18.4	18.9	19.2
78	347.0	18.5	16.9	16.5	17.1	18.2	19.5	20.5	21.1	21.5
80	355.9	20.6	18.8	18.3	18.9	20.2	21.6	22.7	23.5	24.0
82	364.8	23.0	21.0	20.3	20.9	22.2	23.8	25.2	26.1	26.7
84	373.7	25.6	23.3	22.5	23.1	24.5	26.2	27.8	28.9	29.6
86	382.6	28.4	25.8	24.9	25.4	26.9	28.8	30.5	31.9	32.8
88	391.5	31.5	28.6	27.5	27.9	29.4	31.5	33.5	35.1	36.1
90	400.4	34.8	31.5	30.3	30.7	32.2	34.4	36.7	38.5	39.8

Fuente: Guide for Design of Pavement Structures, AASHTO, 1993.

Tabla VIII.3. Factores equivalentes de carga para pavimento rígido, eje simple, p_t = 3,0

Carga/eje		Espesor de Losa *D* en pulgadas (mm)								
(kpis)	(kN)	6,0 (152,4)	7,0 (177,8)	8,0 (203,2)	9,0 (228,6)	10,0 (254,0)	11,0 (279,4)	12,0 (304,8)	13,0 (330,2)	14,0 (355,6)
2	8.9	0.0003	0.0002	0.0002	0.0002	0.0002	0.0002	0.0002	0.0002	0.0002
4	17.8	0.003	0.003	0.002	0.002	0.002	0.002	0.002	0.002	0.002
6	26.7	0.014	0.012	0.011	0.010	0.010	0.010	0.010	0.010	0.010
8	35.6	0.045	0.038	0.034	0.033	0.032	0.032	0.032	0.032	0.032
10	44.5	0.111	0.095	0.087	0.083	0.081	0.081	0.080	0.080	0.080
12	53.4	0.228	0.202	0.186	0.179	0.176	0.174	0.174	0.174	0.173
14	62.3	0.408	0.378	0.355	0.344	0.340	0.337	0.337	0.336	0.336
16	71.2	0.660	0.640	0.619	0.608	0.603	0.600	0.599	0.599	0.599
18	80.0	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
20	89.0	1.46	1.47	1.52	1.55	1.57	1.58	1.58	1.59	1.59
22	97.9	2.07	2.06	2.18	2.29	2.35	2.38	2.40	2.41	2.41
24	106.8	2.90	2.81	3.00	3.23	3.38	3.47	3.51	3.53	3.54
26	115.7	4.00	3.77	4.01	4.40	4.70	4.87	4.96	5.01	5.04
28	124.6	5.43	4.99	5.23	5.80	6.31	6.65	6.83	6.93	6.98
30	133.5	7.27	6.53	6.72	7.46	8.25	8.83	9.17	9.36	9.46
32	142.4	9.59	8.47	8.53	9.42	10.54	11.44	12.03	12.37	12.56
34	151.3	12.5	10.9	10.7	11.7	13.2	14.5	15.5	16.0	16.4
36	160.0	16.0	13.8	13.4	14.4	16.2	18.1	19.5	20.4	21.0
38	169.1	20.4	17.4	16.7	17.7	19.8	22.2	24.2	25.6	26.4
40	178.0	25.6	21.8	20.6	21.5	23.8	26.8	29.5	31.5	32.9
42	186.9	31.8	26.9	25.3	26.0	28.5	32.0	35.5	38.4	40.3
44	195.8	39.2	33.1	30.8	31.3	33.9	37.9	42.3	46.1	48.8
46	204.7	47.8	40.3	37.2	37.5	40.1	44.5	49.8	54.7	58.5
48	213.6	57.9	48.6	44.8	44.7	47.3	52.1	58.2	64.3	69.4
50	222.5	69.6	58.4	53.6	53.1	55.6	60.6	67.6	75.0	81.4

Fuente: Guide for Design of Pavement Structures, AASHTO, 1993.

Tabla VIII.3. Factores equivalentes de carga para pavimento rígido, eje tandem, p_t = 3,0

Carga/eje		Espesor de Losa *D* en pulgadas (mm)								
(kpis)	(kN)	6,0 (152,4)	7,0 (177,8)	8,0 (203,2)	9,0 (228,6)	10,0 (254,0)	11,0 (279,4)	12,0 (304,8)	13,0 (330,2)	14,0 (355,6)
2	8.9	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001
4	17.8	0.0007	0.0006	0.0005	0.0005	0.0005	0.0005	0.0005	0.0005	0.0005
6	26.7	0.003	0.002	0.002	0.002	0.002	0.002	0.002	0.002	0.002
8	35.6	0.008	0.006	0.006	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005
10	44.5	0.018	0.015	0.013	0.013	0.013	0.012	0.012	0.012	0.012
12	53.4	0.036	0.030	0.027	0.026	0.026	0.025	0.025	0.025	0.025
14	62.3	0.066	0.056	0.050	0.048	0.047	0.047	0.047	0.047	0.047
16	71.2	0.111	0.095	0.087	0.083	0.081	0.081	0.081	0.080	0.080
18	80.0	0.174	0.153	0.140	0.135	0.132	0.131	0.131	0.131	0.131
20	89.0	0.260	0.234	0.217	0.209	0.205	0.204	0.203	0.203	0.203
22	97.9	0.368	0.341	0.321	0.311	0.307	0.305	0.304	0.303	0.303
24	106.8	0.502	0.479	0.458	0.447	0.443	0.440	0.440	0.439	0.439
26	115.7	0.664	0.651	0.634	0.625	0.621	0.619	0.618	0.618	0.618
28	124.6	0.859	0.857	0.853	0.851	0.850	0.850	0.850	0.849	0.849
30	133.5	1.09	1.10	1.12	1.13	1.14	1.14	1.14	1.14	1.14
32	142.4	1.38	1.38	1.44	1.47	1.49	1.50	1.51	1.51	1.51
34	151.3	1.72	1.71	1.80	1.88	1.93	1.95	1.96	1.97	1.97
36	160.0	2.13	2.10	2.23	2.36	2.45	2.49	2.51	2.52	2.52
38	169.1	2.62	2.54	2.71	2.92	3.06	3.13	3.17	3.19	3.20
40	178.0	3.21	3.05	3.26	3.55	3.76	3.89	3.95	3.98	4.00
42	186.9	3.90	3.65	3.87	4.26	4.58	4.77	4.87	4.92	4.95
44	195.8	4.72	4.35	4.57	5.06	5.50	5.78	5.94	6.02	6.06
46	204.7	5.68	5.16	5.36	5.95	6.54	6.94	7.17	7.29	7.36
48	213.6	6.80	6.10	6.25	6.93	7.69	8.24	8.57	8.76	8.86
50	222.5	8.09	7.17	7.26	8.03	8.96	9.70	10.17	10.43	10.58
52	231.4	9.57	8.41	8.40	9.24	10.36	11.32	11.96	12.33	12.54
54	240.3	11.3	9.8	9.7	10.6	11.9	13.1	14.0	14.5	14.8
56	249.2	13.2	11.4	11.2	12.1	13.6	15.1	16.2	16.9	17.3
58	258.1	15.4	13.2	12.8	13.7	15.4	17.2	18.6	19.5	20.1
60	267.0	17.9	15.3	14.7	15.6	17.4	19.5	21.3	22.5	23.2
62	275.9	20.6	17.6	16.8	17.6	19.6	22.0	24.1	25.7	26.6
64	284.7	23.7	20.2	19.1	19.9	22.0	24.7	27.3	29.2	30.4
66	293.6	27.2	23.1	21.7	22.4	24.6	27.6	30.6	33.0	34.6
68	302.5	31.1	26.3	24.6	25.2	27.4	30.8	34.3	37.1	39.2
70	311.4	35.4	29.8	27.8	28.2	30.6	34.2	38.2	41.6	44.1
72	320.3	40.1	33.8	31.3	31.6	34.0	37.9	42.3	46.4	49.4
74	329.2	45.3	38.1	35.2	35.4	37.7	41.8	46.8	51.5	55.2
76	338.1	51.1	42.9	39.5	39.5	41.8	46.1	51.5	56.9	61.3
78	347.0	57.4	48.2	44.3	44.0	46.3	50.7	56.6	62.7	67.9
80	355.9	64.3	53.9	49.4	48.9	51.1	55.8	62.1	68.9	74.9
82	364.8	71.8	60.2	55.1	54.3	56.5	61.2	67.9	75.5	82.4
84	373.7	80.0	67.0	61.2	60.2	62.2	67.0	74.2	82.4	90.3
86	382.6	89.0	74.5	67.9	66.5	68.5	73.4	80.8	89.8	98.7
88	391.5	98.7	82.5	75.2	73.5	75.3	80.2	88.0	97.7	107.5
90	400.4	109	91	83	81	83	88	96	106	117

Fuente: Guide for Design of Pavement Structures, AASHTO, 1993.

Tabla VIII.3. Factores equivalentes de carga para pavimento rígido, eje tridem, p_t = 3,0

Carga/eje		Espesor de Losa *D* en pulgadas (mm)								
(kpis)	(kN)	6,0 (152,4)	7,0 (177,8)	8,0 (203,2)	9,0 (228,6)	10,0 (254,0)	11,0 (279,4)	12,0 (304,8)	13,0 (330,2)	14,0 (355,6)
2	8.9	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001
4	17.8	0.0004	0.0003	0.0003	0.0003	0.0003	0.0003	0.0003	0.0003	0.0003
6	26.7	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001
8	35.6	0.003	0.003	0.002	0.002	0.002	0.002	0.002	0.002	0.002
10	44.5	0.007	0.006	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005
12	53.4	0.013	0.011	0.010	0.009	0.009	0.009	0.009	0.009	0.009
14	62.3	0.023	0.020	0.018	0.017	0.017	0.016	0.016	0.016	0.016
16	71.2	0.039	0.033	0.030	0.028	0.028	0.027	0.027	0.027	0.027
18	80.0	0.061	0.052	0.047	0.045	0.044	0.044	0.043	0.043	0.043
20	89.0	0.091	0.078	0.071	0.068	0.067	0.066	0.066	0.066	0.066
22	97.9	0.132	0.114	0.104	0.100	0.098	0.097	0.097	0.097	0.097
24	106.8	0.183	0.161	0.148	0.143	0.140	0.139	0.139	0.138	0.138
26	115.7	0.246	0.221	0.205	0.198	0.195	0.193	0.193	0.192	0.192
28	124.6	0.322	0.296	0.277	0.268	0.265	0.263	0.262	0.262	0.262
30	133.5	0.411	0.387	0.367	0.357	0.353	0.351	0.350	0.349	0.349
32	142.4	0.515	0.495	0.476	0.466	0.462	0.460	0.459	0.458	0.458
34	151.3	0.634	0.622	0.607	0.599	0.595	0.594	0.593	0.592	0.592
36	160.0	0.772	0.768	0.762	0.758	0.756	0.756	0.755	0.755	0.755
38	169.1	0.930	0.934	0.942	0.947	0.949	0.950	0.951	0.951	0.951
40	178.0	1.11	1.12	1.15	1.17	1.18	1.18	1.18	1.18	1.18
42	186.9	1.30	1.33	1.38	1.42	1.44	1.45	1.46	1.46	1.46
44	195.8	1.56	1.56	1.64	1.71	1.75	1.77	1.78	1.78	1.78
46	204.7	1.84	1.83	1.94	2.04	2.10	2.14	2.15	2.16	2.16
48	213.6	2.16	2.12	2.26	2.41	2.51	2.56	2.58	2.59	2.60
50	222.5	2.53	2.45	2.61	2.82	2.96	3.03	3.07	3.09	3.10
52	231.4	2.95	2.82	3.01	3.27	3.47	3.58	3.63	3.66	3.68
54	240.3	3.43	3.23	3.43	3.77	4.03	4.18	4.27	4.31	4.33
56	249.2	3.98	3.70	3.90	4.31	4.65	4.86	4.98	5.04	5.07
58	258.1	4.59	4.22	4.42	4.90	5.34	5.62	5.78	5.86	5.90
60	267.0	5.28	4.80	4.99	5.54	6.08	6.45	6.66	6.78	6.84
62	275.9	6.06	5.45	5.61	6.23	6.89	7.36	7.64	7.80	7.88
64	284.7	6.92	6.18	6.29	6.98	7.76	8.36	8.72	8.93	9.04
66	293.6	7.89	6.98	7.05	7.78	8.70	9.44	9.91	10.18	10.33
68	302.5	8.96	7.88	7.87	8.66	9.71	10.61	11.20	11.55	11.75
70	311.4	10.2	8.9	8.8	9.6	10.8	11.9	12.6	13.1	13.3
72	320.3	11.5	10.0	9.8	10.6	12.0	13.2	14.1	14.7	15.0
74	329.2	12.9	11.2	10.9	11.7	13.2	14.7	15.8	16.5	16.9
76	338.1	14.5	12.5	12.1	12.9	14.5	16.2	17.5	18.4	18.9
78	347.0	16.2	13.9	13.4	14.2	15.9	17.8	19.4	20.5	21.1
80	355.9	18.2	15.5	14.8	15.6	17.4	19.6	21.4	22.7	23.5
82	364.8	20.2	17.2	16.4	17.2	19.1	21.4	23.5	25.1	26.1
84	373.7	22.5	19.1	18.1	18.8	20.8	23.4	25.8	27.6	28.8
86	382.6	25.0	21.2	19.9	20.6	22.6	25.5	28.2	30.4	31.8
88	391.5	27.6	23.4	21.9	22.5	24.6	27.7	30.7	33.2	35.0
90	400.4	30.5	25.8	24.1	24.6	26.8	30.0	33.4	36.3	38.3

Fuente: Guide for Design of Pavement Structures, AASHTO, 1993.

VIII.1.6. MÓDULO DE REACCIÓN DE LA SUBRASANTE

Para determinar el Módulo de Reacción de la Subrasante, el método recomienda, inicialmente, determinar los valores característicos del Módulo Resiliente para todos los meses del año, con el fin de evaluar los cambios de humedad que sufre la subrasante y la sub-base en las diferentes estaciones del año, los cuales producen cambios en su capacidad de resistencia.

En base a los valores del Módulo Resiliente de la subrasante y a valores estimados del Módulo Elástico de la sub-base, suponiendo un espesor infinito de la subrasante, (lo cual significa que la capa rígida se encuentra a más de 3 m de profundidad), se determina el valor del módulo de reacción "*K*" por efecto combinado de la subrasante y la sub-base, utilizando el ábaco de la figura VIII.1.

Con los valores del módulo de reacción compuesto de la subrasante y el espesor de losa estimado, se determina el daño relativo "U_f" para todos los meses del año, utilizando el ábaco de la figura VIII.2. Posteriormente se saca el promedio de los valores de "U_f". El valor efectivo del Módulo de Reacción "*K*" es el que corresponde al valor promedio de "U_f".

Para considerar la pérdida de soporte de la sub-base producida por erosión "*LS*", se corrige el valor del módulo de reacción efectivo de la subrasante por medio del ábaco de la Figura VIII.3. Este valor corregido es el que se utiliza para el diseño de los espesores del pavimento rígido.

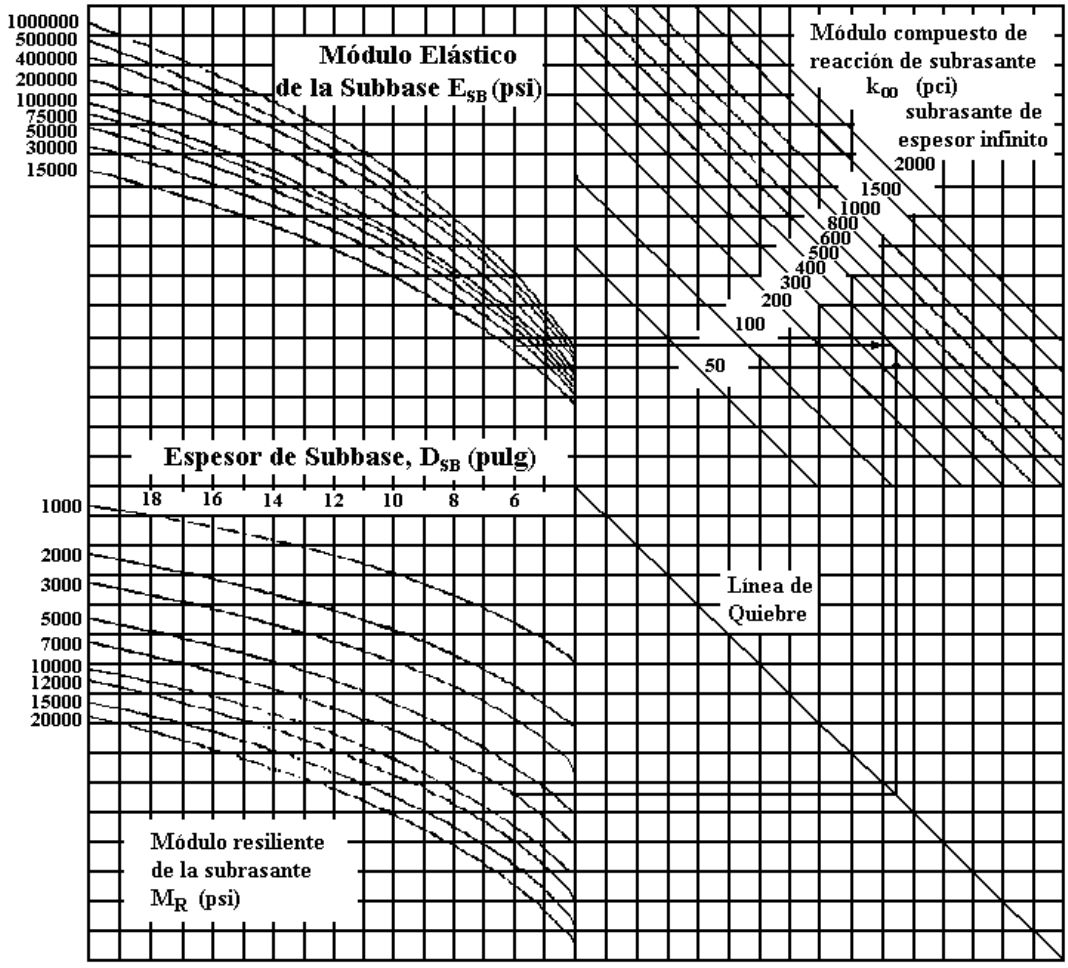


Figura VIII.1. Ábaco para obtener el Módulo de reacción compuesto por efecto combinado de subrasante y sub-base (para espesor infinito de bajo la subrasante).
Fuente: Guide for Design of Pavement Structures, AASHTO, 1993.

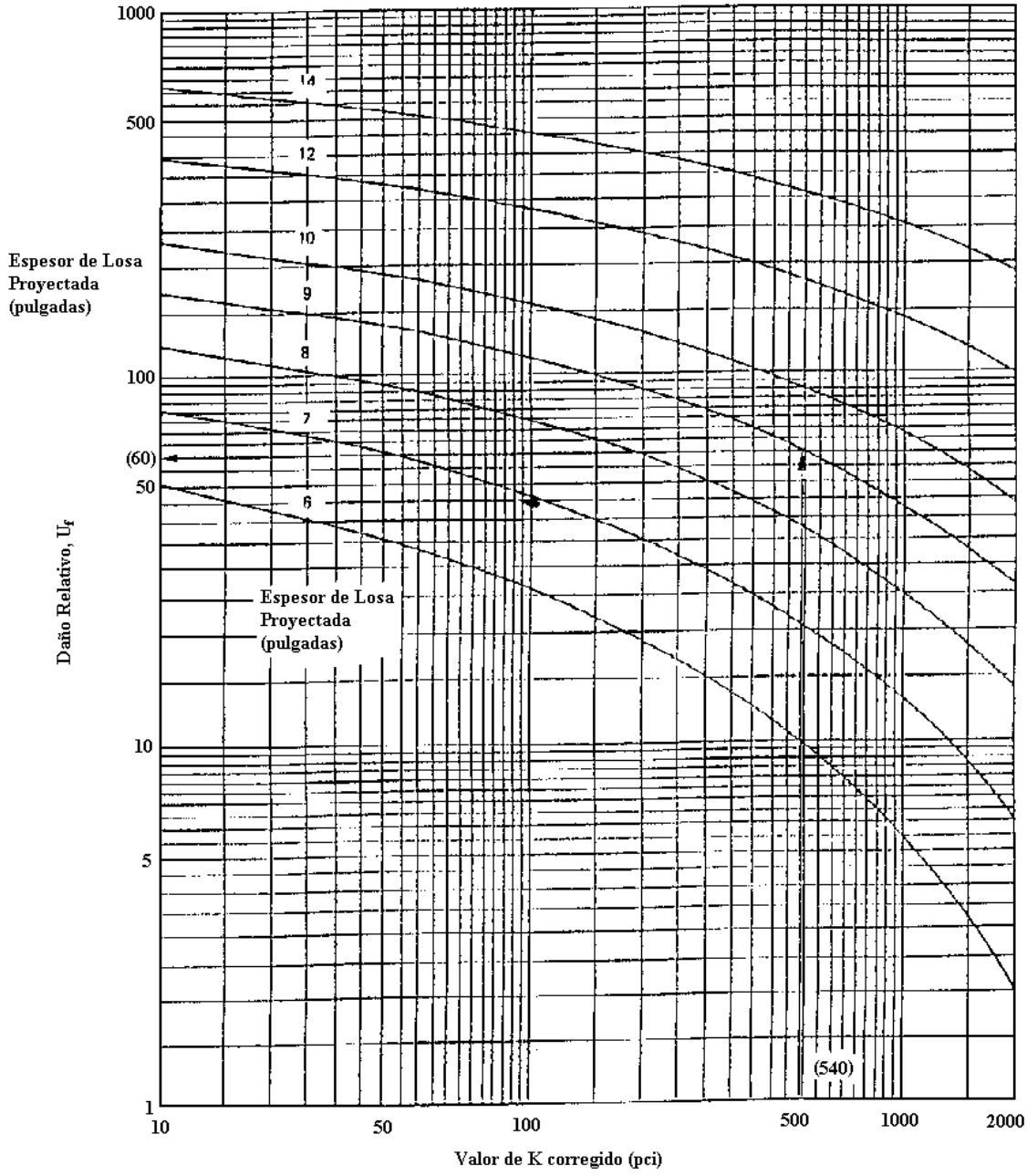


Figura. VIII.2. Daño Relativo del Pavimento Rígido.
Fuente: Guide for Design of Pavement Structures, AASHTO, 1993.

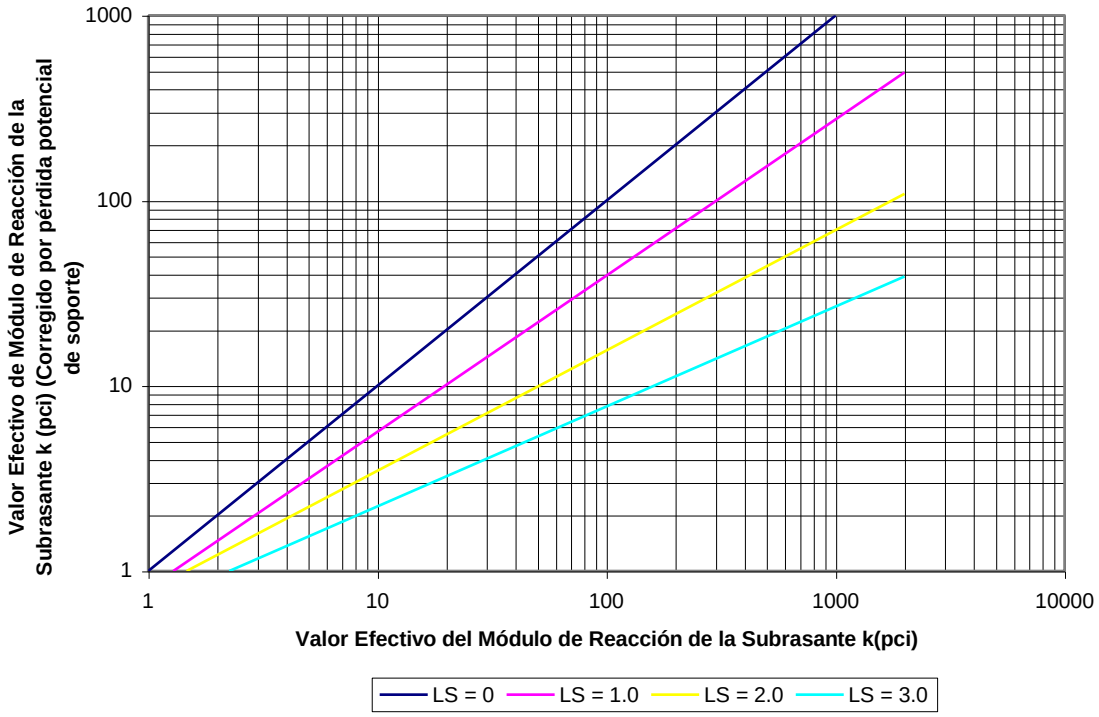


Figura VIII.3. Ábaco para corregir el módulo de reacción de la subrasante por pérdida de soporte de la sub-base.
Fuente: Guide for Design of Pavement Structures, AASHTO, 1993.

VIII.1.7. PERDIDA DE SOPORTE "*LS*"

Durante la vida de servicio del pavimento la inmersión de las aguas de lluvia a través de las juntas ocasionará la pérdida de finos, lo cual producirá la erosión de la sub-base. La pérdida de soporte ocasionada por efecto de erosión de la sub-base o por movimientos diferenciales verticales del suelo, se evalúa mediante el factor de perdida de soporte *LS*, cuyo valor numérico reduce el valor del coeficiente de reacción de la subrasante. Los valores sugeridos por el método para este factor se muestran en la tabla VIII.4.

Tabla VIII.4. Valores del Factor *LS*

Tipo de Material de la base	*LS*
Base granular tratada con cemento E = 6,9 a 13,8 GPa ($1*10^6$ a $2*10^6$ psi)	0,0 – 1,0
Mezclas de agregados con cemento E = 2,4 a 6,9 GPa ($3,5*10^5$ a $1,10^6$ psi)	0,0 – 1,0
Base tratada con asfalto E = 2,4 a 6,9 GPa ($3,5*10^5$ a $1*10^6$ psi)	0,0 – 1,0
Mezclas bituminosas estabilizadas E = 276 a 2070 MPa ($4*10^4$ a $3*10^5$ psi)	0,0 – 1,0
Estabilizado con cal E = 138 a 483 MPa ($2*10^4$ a $7*10^4$ psi)	1,0 – 3,0
Base granular no tratada E = 103 –310 MPa ($1,5*10^4$ a $4,5*10^4$ psi)	1,0 – 3,0
Materiales naturales de Subrasante E = 21 a 276 MPa ($3*10^3$ a $4*10^4$ psi)	2,0 – 3,0

Fuente: Guide for Design of Pavement Structures, AASHTO, 1993.

VIII.1.8. CARACTERIZACIÓN DEL HORMIGÓN UTILIZADO EN EL PAVIMENTO

MÓDULO ELÁSTICO DEL PAVIMENTO

Es un parámetro que representa la rigidez y la capacidad de distribuir cargas que tienen las losas de hormigón del pavimento, es un valor que representa la relación entre la tensión y la deformación. Las deflexiones, curvaturas y tensiones están directamente relacionadas con el módulo elástico del hormigón.

$$Ec = 57000\ (f'c)^{0,5}$$

donde:

Ec = Módulo elástico de hormigón (psi)

f'c = Resistencia a la comprensión simple del Hormigón (psi)

o en unidades métricas:

$$Ec = 150000\ (f'c)^{0,5}$$

donde:

Ec = Módulo elástico de hormigón (kPa)

f'c = Resistencia a la comprensión simple del Hormigón en (kPa)

MÓDULO DE ROTURA O RESISTENCIA A LA TRACCIÓN POR FLEXIÓN DEL HORMIGÓN *S'c*

Esta característica el hormigón se determina mediante el ensayo de flexión con carga al tercio.

$$S'c = K\ (f'c)^{0,5}$$

S'c y *f'c* están dados en (psi), *K* es una constante que varía entre 7 y 12.

RESISTENCIA A LA TRACCIÓN INDIRECTA

Es un parámetro que se determina con el ensayo de tracción por compresión diametral:

$$f_i^1 = \frac{2 \cdot P}{\pi \cdot D \cdot l}$$

donde:

P = carga aplicada

D = diámetro de la probeta

l = longitud de la probeta

Esta resistencia está relacionada con la resistencia a la tracción por flexión $S'c$ a través de las ecuaciones siguientes:

$S'c = 1{,}02\, f'i + 210$ Resistencia en psi ó

$S'c = 1{,}02\, f'i + 1450$ Resistencia en kPa

VIII.1.9. DRENAJE

CAPACIDAD DE DRENAJE

La capacidad de drenaje se determina en función del tiempo que tardan las aguas de lluvia en ser evacuadas del pavimento. Mientras que el coeficiente de drenaje está relacionado con el porcentaje de tiempo que el pavimento está expuesto a niveles de humedad próximos a la saturación.

Calidad De Drenaje	Tiempo Que Tarda El Agua En Ser Evacuada
Excelente	2 horas
Bueno	1 día
Regular	1 semana
Malo	1 mes
Muy Malo	No drena

Fuente: Guide for Design of Pavement Structures, AASHTO, 1993.

Tabla VIII.5. Coeficiente de Drenaje para Pavimentos Rígidos

Calidad de Drenaje	% de tiempo que el pavimento esta expuesto a niveles de humedad próximos a la saturación			
	< 1 %	1-5%	5-25%	>25 %
Excelente	1,25-1,20	1,20-1,15	1,15-1,10	1,10
Bueno	1,20-1,15	1,15-1,10	1,10-1,00	1,00
Regular	1,15-1,10	1,10-1,00	1,00-0,90	0,90
Pobre	1,10-1,00	1,00-0,90	0,90-0,80	0,80
Muy Pobre	1,00-0,90	0,90-0,80	0,80-0,70	0,70

Fuente: Guide for Design of Pavement Structures, AASHTO, 1993.

Para elegir uno de los coeficientes de la anterior tabla se debe seguir estos pasos:

a) Calcular el tiempo de drenaje de la base (o sub-base) combinada con la subrasante.
b) Definir una calidad de drenaje en función del tiempo calculado
c) Estimar el tiempo en el que el pavimento está expuesto a niveles de humedad próximos a la saturación.
d) En función de la calidad de drenaje y el porcentaje de tiempo de humedad próxima a la saturación se elige el coeficiente de drenaje.

VIII.1.10. TRANSFERENCIA DE CARGAS "*J*"

Se considera un coeficiente de transferencia de carga *J*, con el fin de evaluar la capacidad del pavimento para transferir cargas a través de juntas y fisuras. En la tabla VIII.6 se muestran valores de coeficientes [*J*], recomendadas para diferentes condiciones:

Tabla VIII.6. Coeficiente de Transferencia de Cargas

Banquina	Concreto	Asfáltico	Hormigón vinculado a calzada	
Elementos (barras) de transferencia de cargas	Si	No	Si	No
Tipo de pavimento				
Hormigón simple o Armado c/juntas	3,2	3,8 – 4,4	2,5 – 3,1	3,6 – 4,2
Hormigón armado Continuo	2,9 – 3,2	-------	2,3 – 2,9	-------

Fuente: Guide for Design of Pavement Structures, AASHTO, 1993.

El uso de banquinas de hormigón vinculadas a calzadas o carriles reduce las tensiones y deformaciones en una losa, lo cual permite utilizar menores valores de "*J*", debido a que los vehículos no transitarán sobre las banquinas.

VIII.2. PROCEDIMIENTO PARA CALCULAR EL ESPESOR DE LOSA

El espesor de losa, que corresponde a las condiciones de diseño, se puede calcular resolviendo la ecuación planteada por el método, o mediante el uso del ábaco que proporciona la AASHTO [Fig. VIII.4(a) y (b)], o mediante programas de computación.

ECUACIÓN PARA EL CÁLCULO DEL ESPESOR DE LOSA

$$\log W_{18} = Z_R S_0 + 7{,}35\lg(D+1) - 0{,}06 + \frac{\lg\frac{\Delta PSI}{4{,}5-1{,}5}}{1+\frac{1{,}625\cdot 10^7}{(D+1)^{8{,}46}}} + (4{,}22-0{,}32\,p_t)*\lg\frac{S'_0\,C_d\left(D^{0{,}75}-1{,}132\right)}{215{,}63J\left(D^{0{,}75}-\frac{18{,}42}{\left(E_c/K\right)^{0{,}25}}\right)}$$

W_{18} = Tránsito estimado para el periodo de vida útil en ejes equivalentes de 18 kips (80 kN) "ESALs"

Z_R = Factor de desviación Normal para el nivel de confiabilidad *R*

S_0 = Desvío estándar de todas las variables

D = Espesor de la losa en pulgadas

ΔPSI = Pérdida de serviciabilidad prevista en el diseño

P_t = Serviciabilidad final

S'_C = Módulo de rotura del hormigón en (psi)

J = Coeficiente de transferencia de cargas

Cd = Coeficiente de drenaje

E_C = Módulo de elasticidad del hormigón en (psi)

K = Módulo efectivo de reacción de la subrasante (psi/pulg)

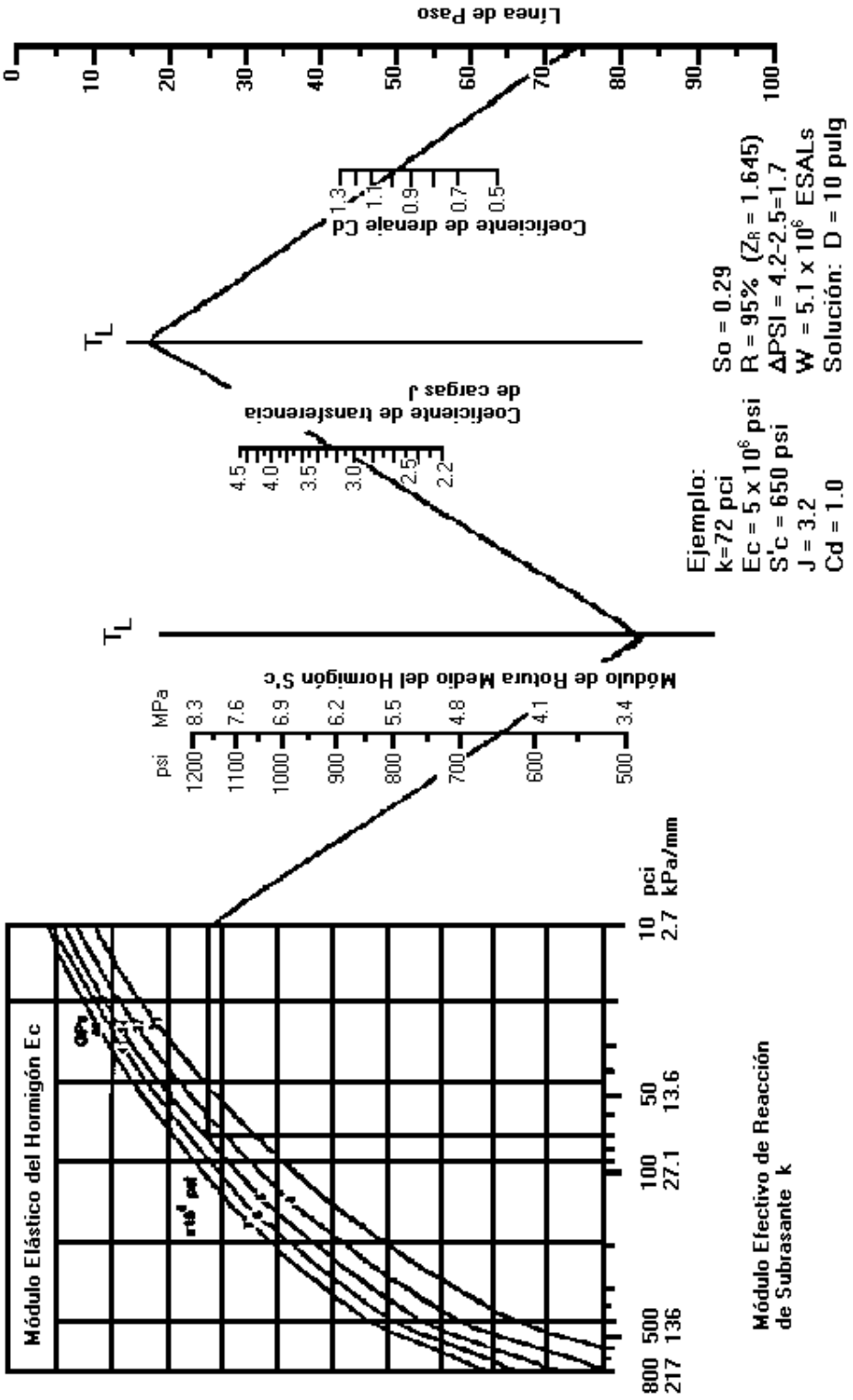

Módulo Elástico del Hormigón Ec
Módulo Efectivo de Reacción de Subrasante k
Módulo de Rotura Medio del Hormigón S'c
Coeficiente de transferencia de cargas J
Coeficiente de drenaje Cd
Línea de Paso
Ejemplo:
k=72 pci
Ec = 5 x 10^6 psi
S'c = 650 psi
J = 3.2
Cd = 1.0
So = 0.29
R = 95% (ZR = 1.645)
ΔPSI = 4.2-2.5=1.7
W = 5.1 x 10^6 ESALs
Solución: D = 10 pulg

Figura VIII.4.a. Ábaco de diseño para pavimentos rígidos.

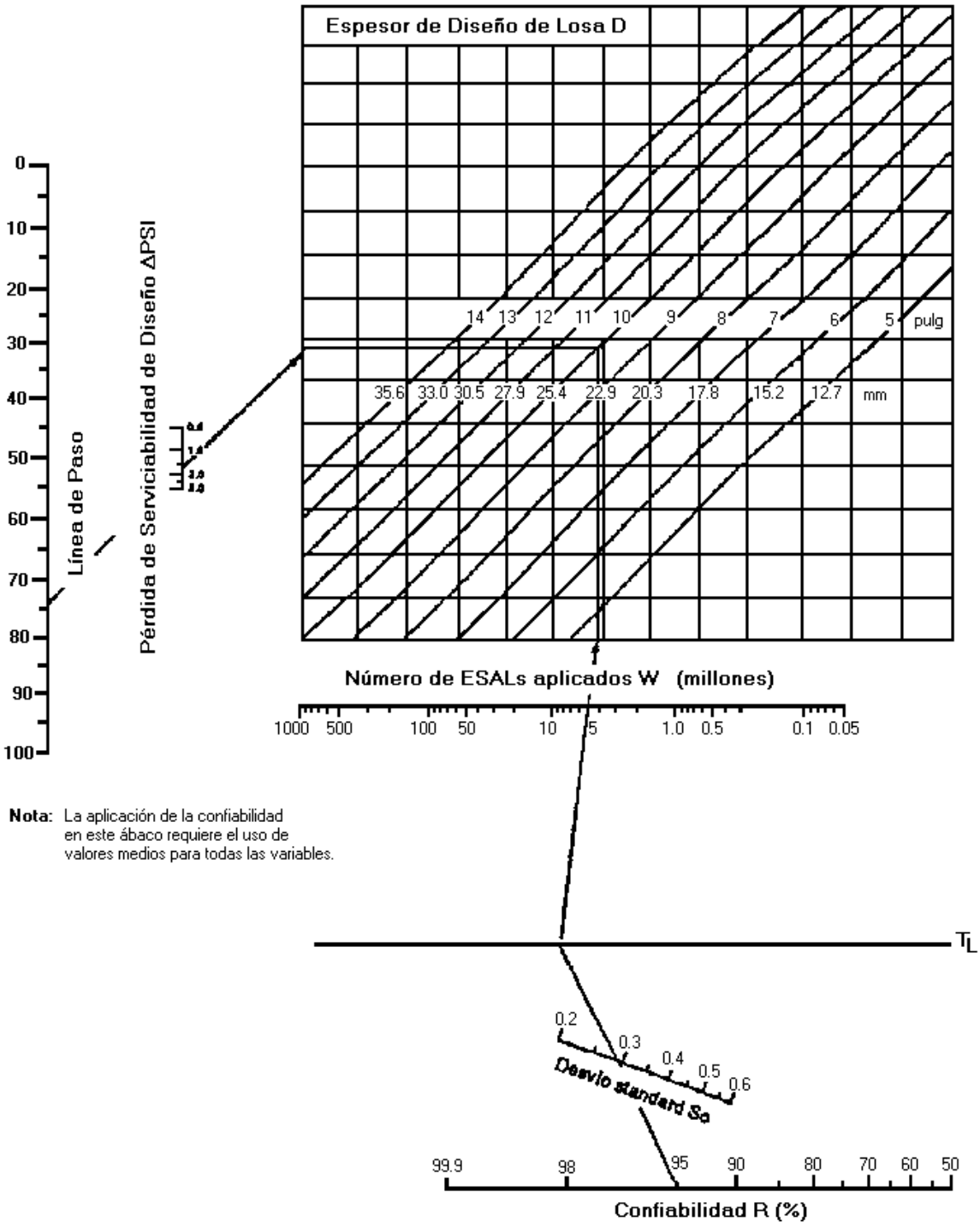

Espesor de Diseño de Losa D
14 13 12 11 10 9 8 7 6 5 pulg
35.6 33.0 30.5 27.9 25.4 22.9 20.3 17.8 15.2 12.7 mm
Pérdida de Serviciabilidad de Diseño ΔPSI
0 10 20 30 40 50 60 70 80 90 100
Línea de Paso
Número de ESALs aplicados W (millones)
1000 500 100 50 10 5 1.0 0.5 0.1 0.05
Nota: La aplicación de la confiabilidad en este ábaco requiere el uso de valores medios para todas las variables.
TL
0.2 0.3 0.4 0.5 0.6
Desvio standard So
99.9 98 95 90 80 70 60 50
Confiabilidad R (%)

Figura VIII.4.b. Ábaco de diseño para pavimentos rígidos.
Fuente: Guide for Design of Pavement Structures, AASHTO, 1993.

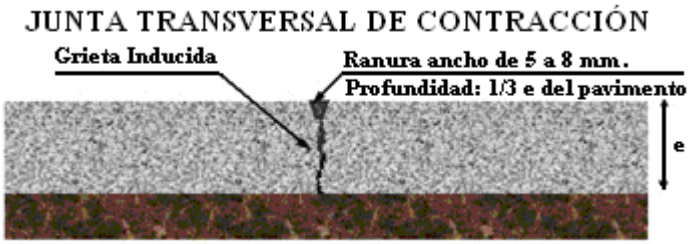
VIII.3. DISEÑO DE JUNTAS

El diseño de juntas incluye la determinación del espaciamiento de juntas longitudinales y transversales, la transferencia de cargas y los materiales de sellado. Su finalidad es evitar que las grietas inducidas por secado, temperatura y cambios en el contenido de agua se presenten de manera desordenada, sin patrones geométricos. En general se utilizan tres tipos de juntas:

a) *Juntas de contracción*: Se diseñan para controlar los movimientos de contracción y dilatación y las tensiones que generan, producidos por los cambios de temperatura, humedad y fricción. Ejercen al mismo tiempo un control sobre las fisuras que ocasionan estas tensiones. Las juntas de contracción pueden ser transversales o longitudinales.

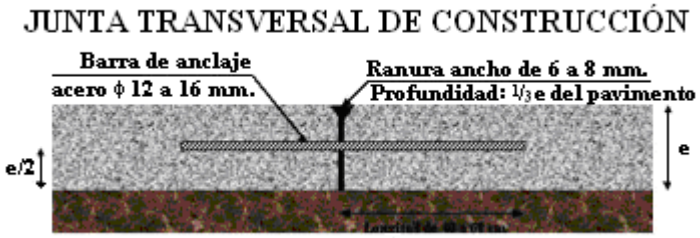
   Juntas de contracción transversales: se construyen perpendicularmente al eje de trazo del pavimento. Su espaciamiento se determina para evitar el agrietamiento provocado por el secado del hormigón en la fase de fraguado o debido a los cambios de temperatura y humedad.

   Juntas de contracción longitudinales: Son aquellos que dividen a los carriles en la dirección longitudinal, se utilizan cuando se van a construir dos o más carriles al mismo tiempo.

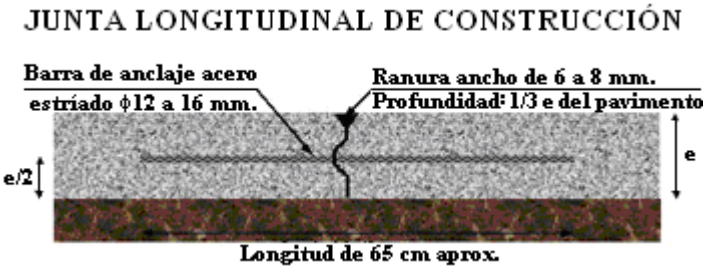


b) *Juntas de construcción*: Son aquellas que se construyen por razones constructivas, pueden ser transversales o longitudinales.

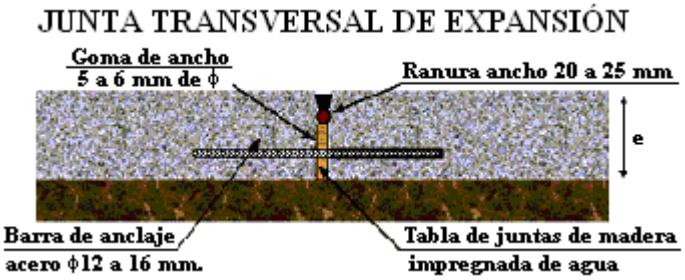
Juntas transversales de construcción: Se ejecutan al final de cada jornada de trabajo, o cuando por alguna contingencia se debe suspender el vaciado del hormigón, también debido a necesidades del proyecto, por ejemplo en los cambios de pendiente, en el ingreso a puentes, etc.



Juntas longitudinales de construcción: Son las que se construyen entre dos carriles que se hormigonan en días diferentes.


JUNTA LONGITUDINAL DE CONSTRUCCIÓN
Barra de anclaje acero
estriado ϕ12 a 16 mm.
Ranura ancho de 6 a 8 mm.
Profundidad: 1/3 e del pavimento
e/2
e
Longitud de 65 cm aprox.

c) *Juntas de expansión (aislantes):* Se ejecutan en posición transversal al eje de cambio, tiene el fin de permitir el movimiento horizontal del pavimento, con respecto a estructuras existentes, como estribos de puentes, alcantarillas, etc. Se utilizan también en la unión de dos tramos de diferente dirección.


JUNTA TRANSVERSAL DE EXPANSIÓN
Goma de ancho
5 a 6 mm de ϕ
Ranura ancho 20 a 25 mm
e
Barra de anclaje
acero ϕ12 a 16 mm.
Tabla de juntas de madera
impregnada de agua

En general el pavimento se construye con juntas, con o sin pasajuntas, de acuerdo al transito y las condiciones ambientales. Se recomienda el uso de pasajuntas para tránsitos intensos y pesados.

VIII.3.1. ESPACIAMIENTO ENTRE JUNTAS

El espaciamiento entre juntas de contracción de pavimentos de hormigón simple depende de factores principalmente locales, como calidad de materiales y condiciones climáticas. La AASHTO recomienda que el espaciamiento entre juntas en pies no debe ser mayor a dos veces el espesor de la losa en pulgadas, dicho de otra manera no debe ser mayor a 24 veces el espesor de la losa, para pavimentos sobre sub-base no estabilizada. Para sub-bases estabilizadas no debe ser mayor a 21 veces el espesor de la losa.

De acuerdo a recomendaciones de la PCA la separación entre juntas no debe ser mayor a 6,10 [m] (20 pies).

Para el caso de pavimentos de hormigón armado con juntas, el espaciamiento máximo es de 9,10 [m] (30 pies).

Las juntas longitudinales que generalmente coinciden con las marcas de carril, deben diseñarse con separaciones de 2,50 a 4,00 metros (8 a 13 pies).

Espaciamiento de Juntas de Acuerdo al Tipo de Agregados

Tipo de agregado	Espaciamiento Máximo (m)
Granito triturado	6
Caliza triturada	6
Grava calcárea	6
Grava silícea	4,50
Grava tamaño máx. ≤ ¾"	4,50
Escoria	4,50

Dimensiones en Pasajuntas en Pavimentos Urbanos

Espesor del Pavimento (cm)	Diámetro de la Pasajunta		Longitud (cm)	Espaciamiento (cm)
	cm	pulgadas		
10-15	1,6	5/8	30	45
15-18	1,9	¾	38	38
18-20	2,5	1	38	30
20-25	3,2	1¼	38	30

Fuente: Guide for Design of Pavement Structures, AASHTO, 1993.

VIII.4. PAVIMENTOS DE HORMIGÓN ARMADO

Los pavimentos de Hormigón Armado pueden ser construidos con juntas o continuos. Los con juntas están formados por losas, cuya armadura, en sus dos direcciones, se interrumpe en los bordes de la losa. En cambio los pavimentos continuos tienen una armadura longitudinal ininterrumpida y la transversal corresponde al ancho de la faja de construcción.

El objetivo de la inclusión de armadura en una losa de pavimento es controlar la aparición de fisuras, tanto en su abertura y en las distancias de separación entre ellas, para conseguir que el pavimento se comporte como una unidad estructural. Las armaduras pueden estar formadas por barras o mallas soldadas.

VIII.4.1. CÁLCULO DE ARMADURAS

VIII.4.1.1. VARIABLES PARA EL CÁLCULO DE ARMADURAS EN PAVIMENTOS CON JUNTAS

a. Longitud De Losa

Es la distancia de separación entre las juntas transversales. El valor numérico de esta longitud afecta el comportamiento de los pavimentos de hormigón armado, en mayor grado mientras mayor sea la longitud.

b. Tensiones De Trabajo

La tensión de trabajo recomendada para las barras de acero [*fs*] es el 75% de la tensión de fluencia, por ejemplo para un acero grado 40, la tensión admisible es de 207 MPa (30000 psi) y para un acero de grado 60 es de 307 MPa (45000 psi).

c. Factor De Fricción

Representa la resistencia friccional entre la base inferior de la losa y la superficie superior de la sub-base o subrasante (si no tiene sub-base). Esta resistencia se valora a través del factor de fricción "*F*", que fue obtenido considerando la teoría de fricción de un cuerpo sobre otro y se utiliza para determinar el porcentaje de acero requerido, mediante la ecuación siguiente:

$$P_S = \left[\frac{L \cdot F}{2 \cdot f_S} \right] \cdot 100$$

Donde:

Ps = % de armadura requerida

L = Longitud de losa

F = Factor de fricción

fs = Tensión de trabajo del acero (psi)

Para unidades métricas la ecuación se transforma en:

$$P_S = \left[\frac{\gamma_H \cdot L \cdot F}{2 \cdot f_S} \right] \cdot 100$$

Donde:

γH = Peso específico del hormigón ≈ 22,5 kN/m³

L = Longitud de losa en metros

fs = Tensión de trabajo del acero en kPa

El factor de fricción representa la fuerza requerida, en relación al peso de la losa, para hacer deslizar la losa sobre la sub-base. Por ejemplo, F = 1,5 significa que se requiere una fuerza de 1,5 veces de peso de la losa, para deslizar la misma sobre la sub-base.

Tabla VIII.7. Valores del Factor de Fricción

Tipo de Material bajo la Losa	Factor de Fricción "*F*"
Tratamiento superficial	2,2
Estabilización con cal	1,8
Estabilización con asfalto	1,8
Estabilización con cemento	1,8
Grava de río	1,5
Piedra triturada	1,5
Arenisca	1,2
Subrasante natural	0,9

Fuente: Guide for Design of Pavement Structures, AASHTO, 1993.

VIII.4.2. ARMADURA LONGITUDINAL PARA PAVIMENTOS CON JUNTAS

La armadura de acero se obtiene utilizando la teoría de la fuerza de rozamiento, en base a la cual el método proporciona el ábaco de la Fig. VIII.5, cuyos datos de entrada son:

L = Longitud de losa [m]

f_S = Tensión de trabajo del acero

F = Factor de Fricción

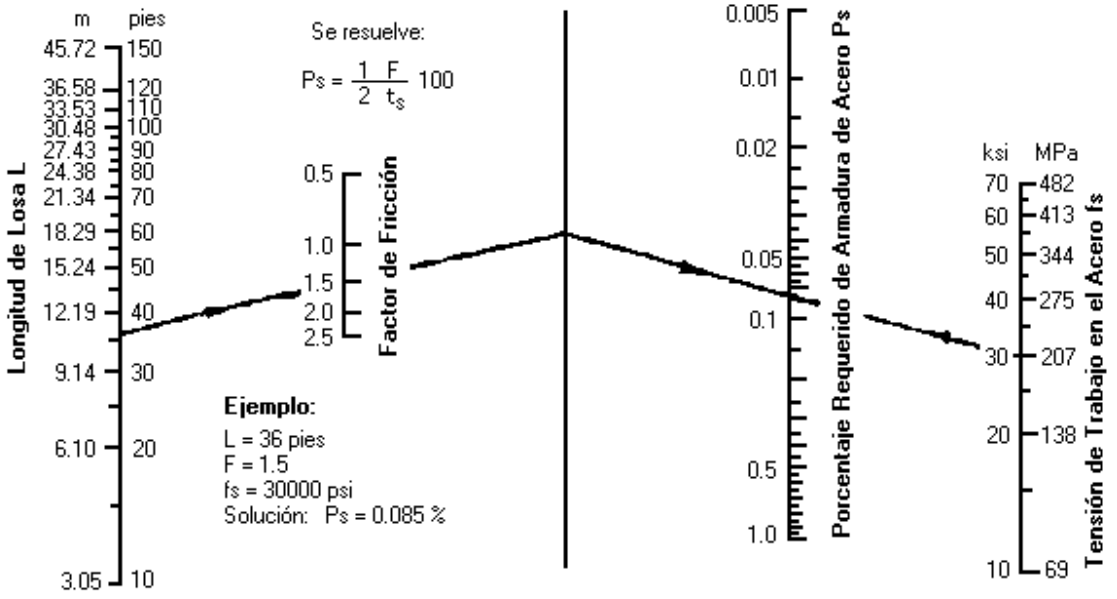


Figura VIII.5. Ábaco de diseño para pavimentos de hormigón armado con juntas.
Fuente: Guide for Design of Pavement Structures, AASHTO, 1993.

El ábaco de la figura VIII.5 se utiliza para el cálculo tanto de la armadura longitudinal, como para la armadura transversal de pavimentos de hormigón armado con juntas, y también para el cálculo de la armadura transversal en pavimentos de hormigón armado continuos.

VIII.5. PAVIMENTOS DE HORMIGÓN CON ARMADURA CONTINUA

VIII.5.1. VARIABLES PARA EL CÁLCULO DE ARMADURAS

a. Resistencia a la Tracción del Hormigón

Se utiliza la resistencia a la tracción a los 28 días. Para el método AASHTO su valor es igual al 86% del módulo de rotura del hormigón.

b. Contracción del Hormigón

La contracción del hormigón se produce por pérdida de agua, durante el proceso de fraguado, lo que ocasiona la disminución de las dimensiones de la pieza de Hormigón.

Los valores recomendados por AASHTO son los siguientes:

Tabla VIII.8. Valores de Contracción del Hormigón

Resistencia a la tracción indirecta *f'i* kPa (psi)	Contracción en mm/mm (pulg/pulg)
2070 (300)	0,0008
2760 (400)	0,0006
3450 (500)	0,00045
4140 (600)	0,0003
4830 (700)	0,0002

Fuente: Guide for Design of Pavement Structures, AASHTO, 1993.

c. Coeficiente de Dilatación del Hormigón

El coeficiente de dilatación térmica depende de la relación A/C, de la edad del hormigón, del contenido de cemento, de la humedad relativa y del tipo de agregado. Los valores recomendados por AASHTO se muestran en la tabla siguiente:

Tabla VIII.9. Coeficiente de Dilatación del Hormigón

Tipo de Agregado Grueso	Coeficiente de Dilatación	
	X 10^{-6}/ºC	x 10^{-6}/ºF
Cuarzo	11,9	(6,6)
Arenisca	11,7	(6,5)
Grava	10,8	(6,0)
Granito	9,5	(5,3)
Basalto	8,6	(4,8)
Caliza	6,8	(3,8)

Fuente: Guide for Design of Pavement Structures, AASHTO, 1993.

d. Diámetro de Barras

El diámetro de barras tiene influencia en las tensiones que se producen en el pavimento del hormigón. Los nomogramas de diseño de la AASHTO consideran barras No. 4 a No. 7. El diámetro de las barras en pulgadas es igual a su número dividido entre 8.

No. 4 Diámetro $^4/_8$ = 0,5 pulg. = 12 mm.
No. 5 Diámetro $^5/_8$ = 0,625 pulg. = 16 mm.
No. 6 Diámetro $^6/_8$ = 0,75 pulg. = 20 mm
No. 7 Diámetro $^7/_8$ = 0,875 pulg. = 22 mm.

e. Coeficiente de Dilatación de Acero

El método recomienda un valor de:

$9*10^{-6}$ mm/mm/ºC ó $5*10^{-6}$ pulg/pulg/ºF

f. Diferencia De Temperatura De Diseño

Es la diferencia entre la temperatura media de curado del hormigón y la temperatura mínima. Para la temperatura media de curado se toma la temperatura media máxima del mes en que será fabricado el hormigón. La temperatura mínima es la temperatura media mensual mínima de la zona donde se encuentra la obra.

$$DT_D = T_H - T_L$$

DT_D = Diferencia de temperatura de diseño en ºC ó ºF.
T_H = Temperatura máxima media en el mes de construcción ºC ó ºF.
T_L = Temperatura mínima media en el mes más frío del año en ºC ó ºF.

g. Factor De Fricción "*F*"

Se utiliza el mismo factor anteriormente descrito, para los pavimentos con juntas. (VIII.4.1.1.c)

VIII.5.2. ARMADURA LONGITUDINAL

Para calcular la armadura longitudinal, la AASHTO recomienda utilizar una planilla similar a la de la tabla VIII.10.

Tabla VIII.10. Planilla de Cálculo de Armadura Longitudinal de Pavimentos Continuos

Datos de Entrada			
Variables de Entrada	Valor	Variables de Entrada	Valor
Diámetro de barra Ø		Relación α_s / α_c	
Contracción del Ho *Z* (pulg/pulg o cm/cm)		Diferencia de temperatura de diseño DT_D (ºF o ºC)	
Resistencia a la tracción del Ho f_t (psi o MPa)		Tensión transmitida por rueda σ_w (psi o MPa)	

Criterio de Diseño y Porcentaje Requerida de Acero

	Espaciamiento de fisuras (pies)	Ancho de fisura admisible Wmáx (pulg)	Tensión Adm. en acero σ (Ksi)	
Valor del criterio limitante	Máx. 8,0 Mín. 3,5			
Porcentaje mínimo de acero requerido				Pmín.
Porcentaje máximo requerido de acero				Pmáx.

Fuente: Guide for Design of Pavement Structures, AASHTO, 1993.

Los datos de entrada son:

Resistencia a la tracción directa del hormigón *ft*

Contracción del hormigón a los 28 días *Z*

Coeficiente térmico del hormigón α_c

Diámetro de armaduras Ø

Coeficiente térmico del acero α_s

Diferencia de temperatura de diseño DT_D

Tensión transmitida por la rueda al pavimento σ_w (psi). (Este valor se obtiene del ábaco de la Fig. VIII.6)

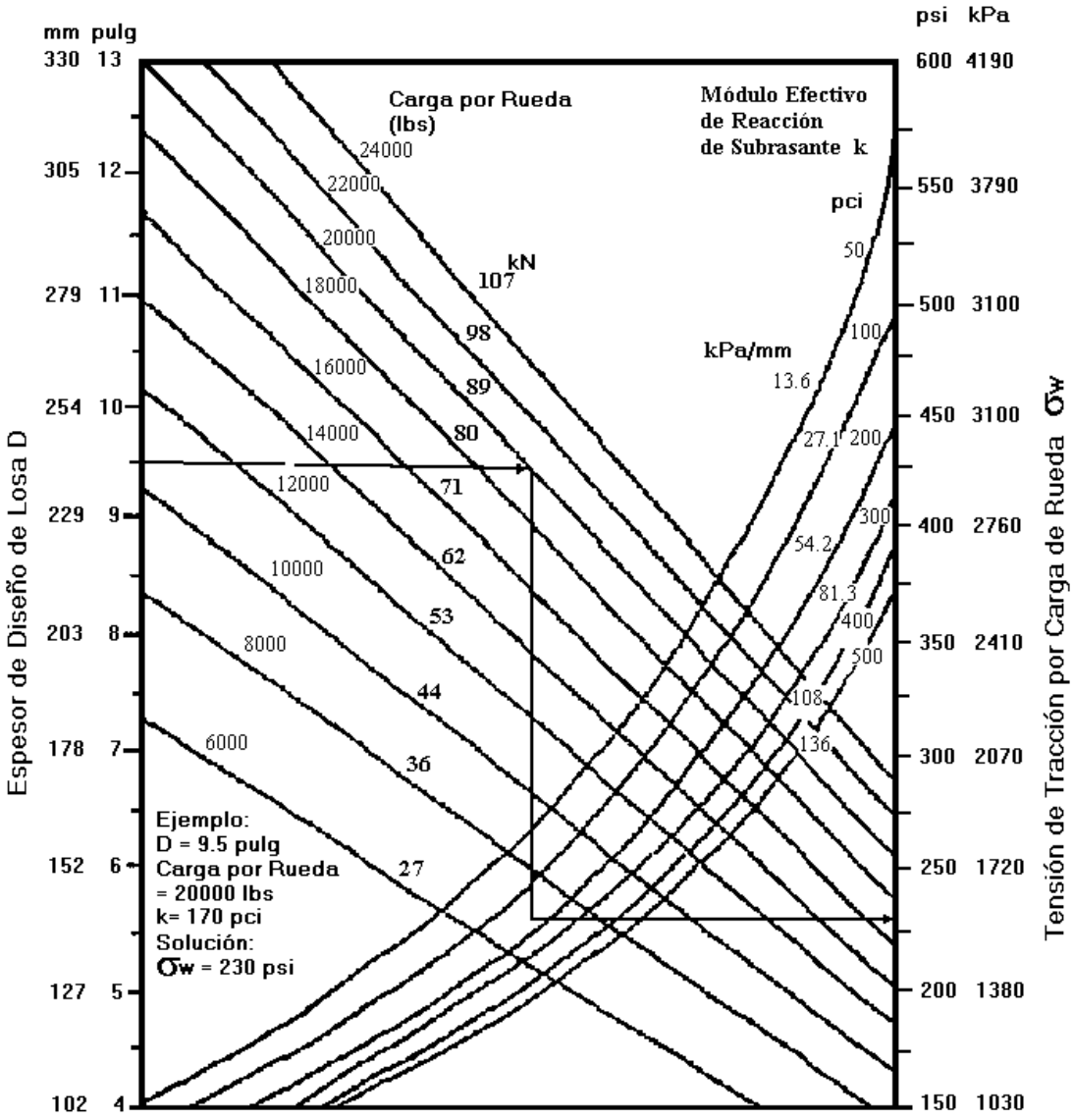


Figura VIII.6. Ábaco para estimar las tensiones de tracción debidas a carga de ruedas.
Fuente: Guide for Design of Pavement Structures, AASHTO, 1993.

VIII.5.3. CRITERIOS LIMITANTES

Para el cálculo de la armadura longitudinal el método establece tres criterios de control:

a) Espaciamiento de fisuras: El espaciamiento mínimo debe ser 1,10 [m] (3,5 pies) y el máximo 2,40 [m] (8 pies).
b) Ancho de fisura: El ancho máximo admisible no debe exceder de 1,02 [mm] (0,04 pulg). Sin embargo es conveniente reducir este valor, tanto como sea posible, mediante el uso de un alto porcentaje de acero de diámetro pequeño, hasta conseguir valores próximos a 0,58 [mm] (0,023 pulg).

c) Tensión en el acero: Se debe utilizar el 75% de la resistencia última del acero. En la tabla VIII.11 se muestran los valores de tensiones para acero de grado 60.

Tabla VIII.11. Tensiones de Trabajo del Acero en MPa (ksi)

***fi'* del Hormigón a los 28 días**		**Dimensión de las barras de refuerzo**		
KPa	psi	No. 4	No. 5	No. 6
2070	300	448 (65)	393 (57)	372 (54)
2760	400	462 (67)	414 (60)	379 (55)
3450	500	462 (62)	421 (61)	386 (56)
4140	600	462 (67)	434 (63)	400 (58)
4830	700	462 (67)	448 (65)	407 (59)
5520	800	462 (67)	462 (67)	414 (60)

Fuente: Guide for Design of Pavement Structures, AASHTO, 1993.

El procedimiento que se sigue para determinar la armadura longitudinal de pavimentos continuos es el siguiente:

1° Se emplean los ábacos de las figuras VIII.7, VIII.8, y VIII.9 para satisfacer cada criterio limitante. Los valores resultantes se anotan en la tabla VIII.10.

2° Si *Pmáx* es mayor o igual a *Pmín* se prosigue con el 3er paso; si *Pmáx* es menor a *Pmín* se debe:

a) Revisar los datos de entrada y decidir cuales se deben cambiar.

b) Anotar los datos modificados en la Tabla VIII.11. Indicar el cambio de criterio limitante en cada cambio de variable y anotar en la tabla VIII.12. Verificar si los datos modificados afectan el diseño de la sub-base y espesor de losa. Si es necesario recalcular éstos.

c) Utilizando los ábacos de las figuras VIII.7, VIII.8, y VIII.9, determinar los porcentajes de acero e incluirlos en la tabla VIII.12.

d) Se verifica nuevamente, si *Pmáx* es mayor o igual que *Pmín* se continúa con el 3er paso, si ocurre lo contrario se repite el 2º, usando el espacio de la tabla VIII.12 correspondiente a pruebas adicionales.

   Pmáx resulta superior a *Pmín* cuando:

   - La tensión admisible del acero es muy baja.
   - El ancho admisible de fisura adoptado es muy pequeño.
   - La variación de temperatura de diseño es muy alta.
   - El diámetro elegido de barras es muy pequeño.

3° Calcular el número de barras requerido:

$$N_{mín} = 0{,}01273 \cdot P_{mín} \cdot W_S \cdot \left(D / \phi^2 \right)$$

$$N_{máx} = 0{,}01273 \cdot P_{máx} \cdot W_S \cdot \left(D / \phi^2 \right)$$

donde:

Nmín	=	Cantidad mínima requerida de barras
Nmáx	=	Cantidad máxima requerida de barras
Pmín	=	Porcentaje mínimo de armadura requerida
Pmáx	=	Porcentaje máximo de armadura requerida
Ws	=	Ancho total de la sección del pavimento (pulg)
D	=	Espesor de la losa de hormigón (pulg)
Ø	=	Diámetro de la barra de acero (pulg)

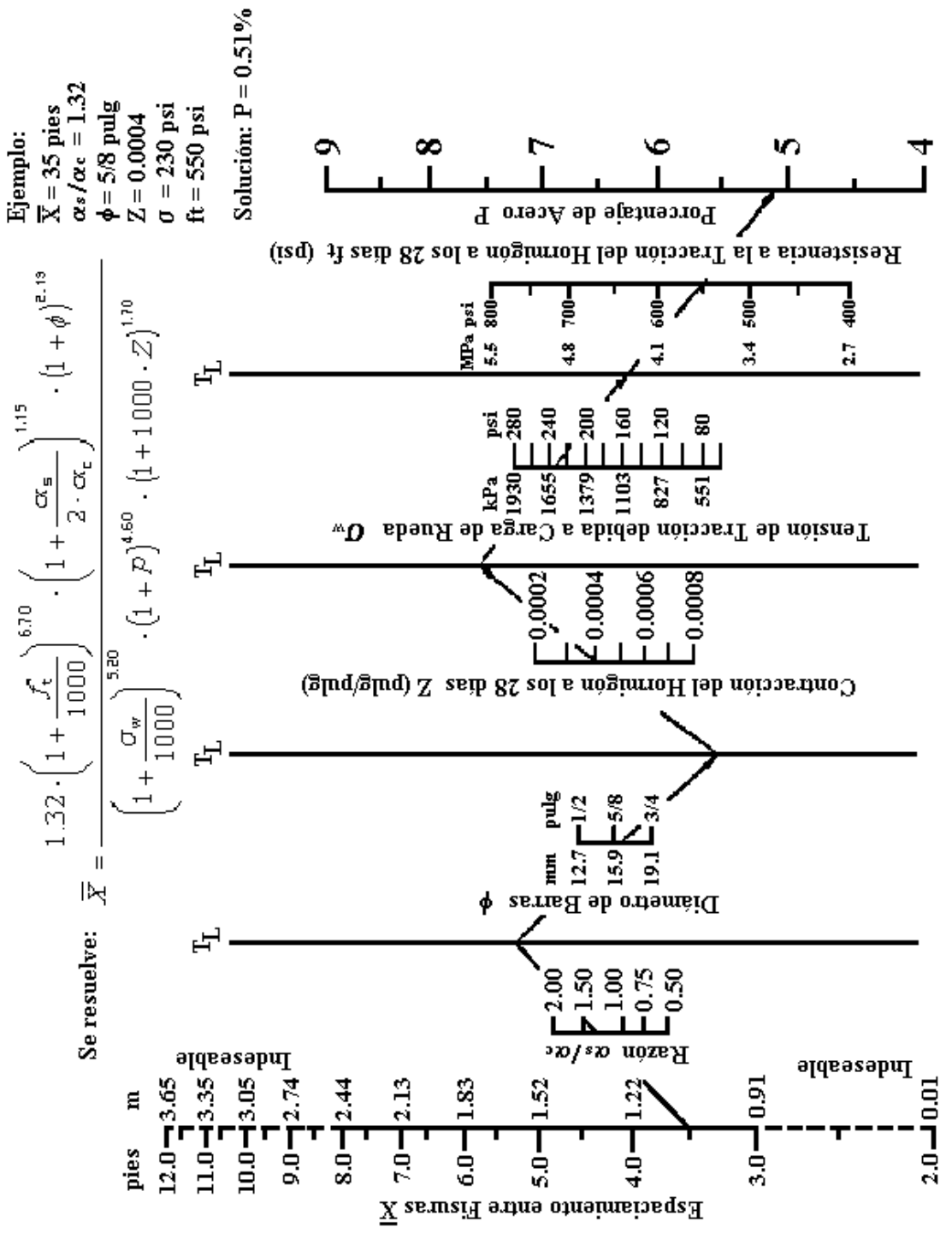


Figura VIII.7. Porcentaje de armadura longitudinal para satisfacer criterio de espaciamiento de fisuras.
Fuente: Guide for Design of Pavement Structures, AASHTO, 1993.

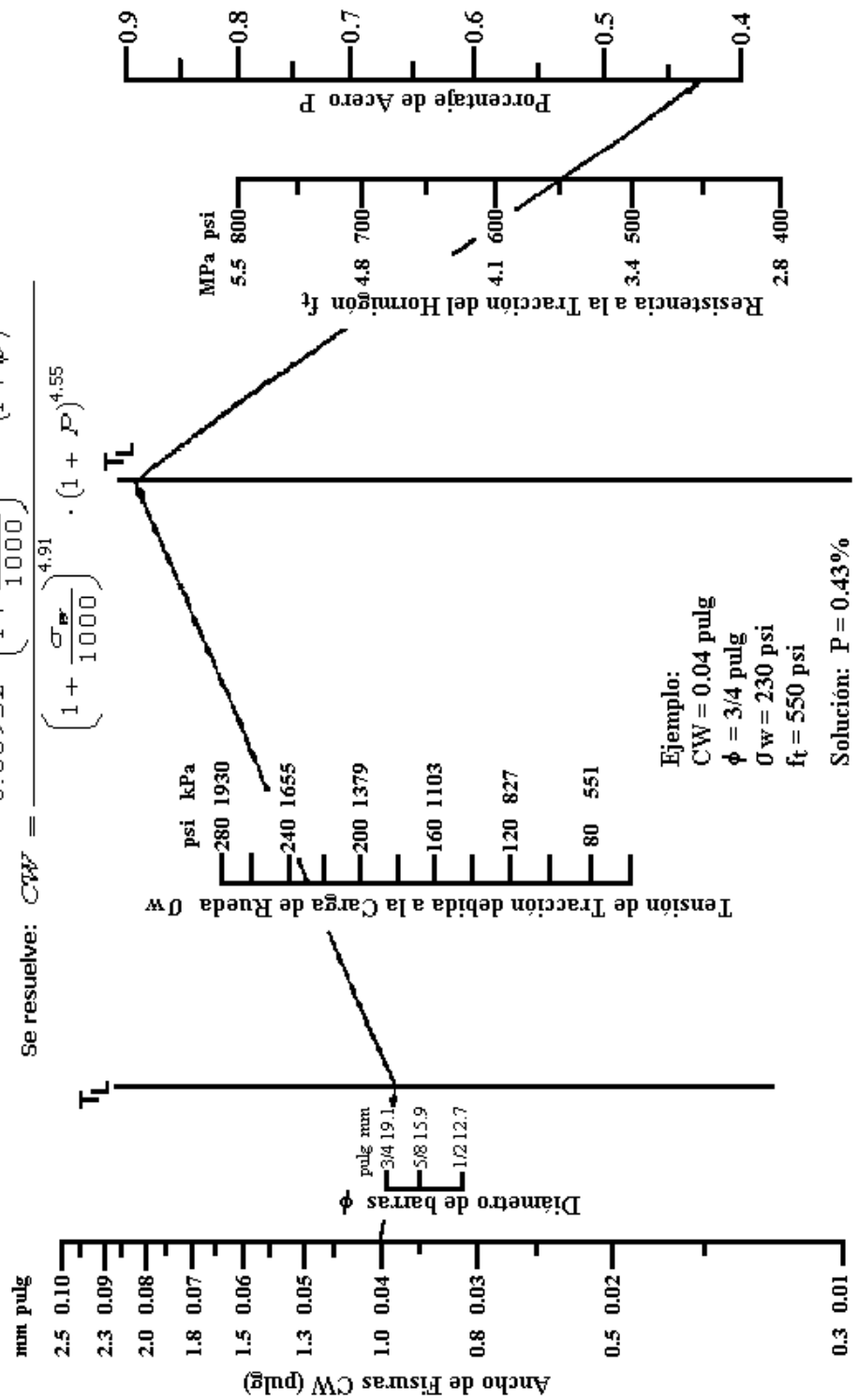


Figura VIII.8. Porcentaje mínimo de armadura longitudinal para satisfacer criterio de ancho de fisuras.

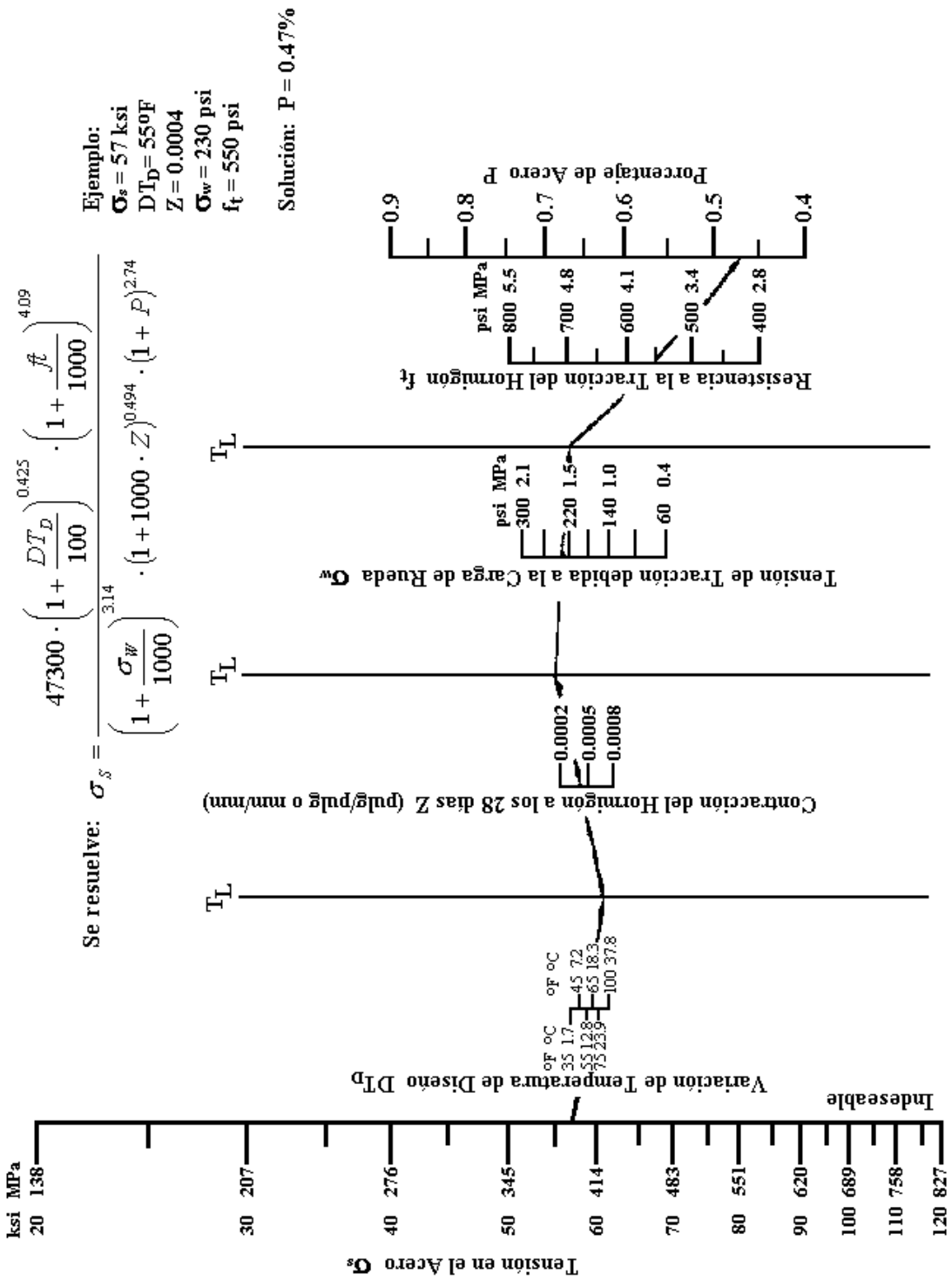

Tensión en el Acero σ_s
ksi 20 30 40 50 60 70 80 90 100 110 120
MPa 138 207 276 345 414 483 551 620 689 758 827
Indeseable
Variación de Temperatura de Diseño DT_D
°F °C 35 1.7 55 12.8 75 23.9
°F °C 45 7.2 65 18.3 100 37.8
T_L
Contracción del Hormigón a los 28 días Z (pulg/pulg o mm/mm)
0.0002 0.0005 0.0008
T_L
Tensión de Tracción debida a la Carga de Rueda σ_w
psi MPa 300 2.1 220 1.5 140 1.0 60 0.4
T_L
Resistencia a la Tracción del Hormigón f_t
psi MPa 800 5.5 700 4.8 600 4.1 500 3.4 400 2.8
Porcentaje de Acero P
0.9 0.8 0.7 0.6 0.5 0.4
Solución: P = 0.47%
Ejemplo:
σ_s = 57 ksi
DT_D = 55°F
Z = 0.0004
σ_w = 230 psi
f_t = 550 psi
Se resuelve: $\sigma_s = \frac{47300 \cdot \left(1 + \frac{DT_D}{100}\right)^{0.425} \cdot \left(1 + \frac{f_t}{1000}\right)^{4.09}}{\left(1 + \frac{\sigma_w}{1000}\right)^{3.14} \cdot (1 + 1000 \cdot Z)^{0.494} \cdot (1 + P)^{2.74}}$

Figura VIII.9. Porcentaje mínimo de armadura longitudinal para satisfacer criterio de tensión en acero.

4° Se adopta el número de barras, de acuerdo al criterio siguiente:

$$N_{diseño} \text{ tal que } N_{mín} \leq N_{diseño} \leq N_{máx}$$

($N_{diseño}$ debe ser un número entero).

En general, se recomienda un mínimo de 0,6% de armadura longitudinal. En zonas muy frías puede adoptarse un mínimo de 0,7%.

Tabla VIII.12. Planilla para el cálculo de armadura longitudinal

Parámetros	Prueba 2	Prueba 3	Prueba 4	Prueba5	Prueba 6
Diámetro de barra					
Z					
Ft					
σ_w					
DT_D					
α_s / α_c					
CW					
Criterio de tensión máx en acero σ_s máx.					
Acero requerido por espaciamiento de fisuras					
Acero mínimo por ancho de fisuras					
Acero mínimo por tensión acero					
Armadura mínima Pmín.					
Armadura máxima Pmáx.					

VIII.5.4. DISEÑO DE ARMADURA TRANSVERSAL

Esta armadura se utiliza tanto en pavimentos de hormigón armado con juntas, como en pavimentos continuos. Se colocan con el fin de controlar las fisuras longitudinales, para que éstas se mantengan cerradas, minimizando el ingreso de agua y garantizando una buena transferencia de cargas.

Para su cálculo se utiliza el ábaco de la figura VIII.5, donde el valor de la longitud de losa es reemplazado por la distancia entre bordes longitudinales libres. Si en una junta longitudinal se encuentran barras de unión, esta junta no es un borde libre. La fórmula del ábaco de la Fig. VIII.5 puede cambiarse en separación entre barras:

$$Y = \frac{A_S}{P_t \cdot D} \cdot 100$$

donde:

Y = Separación entre barras

As = Sección transversal de acero

P_t = Porcentaje de acero

D = Espesor de losa

Se recomienda que la separación entre barras, *Y*, se encuentre entre 914 a 1524 [mm] (36 a 60 pulg).

VIII.5.5. CÁLCULO DE BARRAS DE UNIÓN

Estas barras se colocan a lo largo de las juntas longitudinales o entre el borde de calzada y una banquina vinculada. Su función es la de evitar la separación entre carriles de circulación o el descenso de una respecto a la otra. Además, no deben unirse muchas losas ya que esto restringiría el movimiento entre losas provocando problemas. El ancho

máximo de pavimento a unir es de 11,6 [m] (dos carriles de 3,7 [m] de ancho, una banquina externa de 3 [m] y una banquina interna de 1,2 [m] de ancho).

En las figuras VIII.10 y VIII.11 se encuentran ábacos que permiten determinar el espaciamiento de barras para diámetros de barras de 16 [mm] y 13 [mm] ($^5/_8$" y ½" respectivamente). Se empieza en abscisas con la distancia al borde libre más cercano y se continúa verticalmente hasta tocar la curva de espesor de losa y de allí horizontalmente hasta llegar al eje de ordenadas que nos proporciona la separación entre barras. Estos ábacos están hechos para acero Grado 40 y factor de fricción losa – sub-base o losa-subrasante de 1,5.

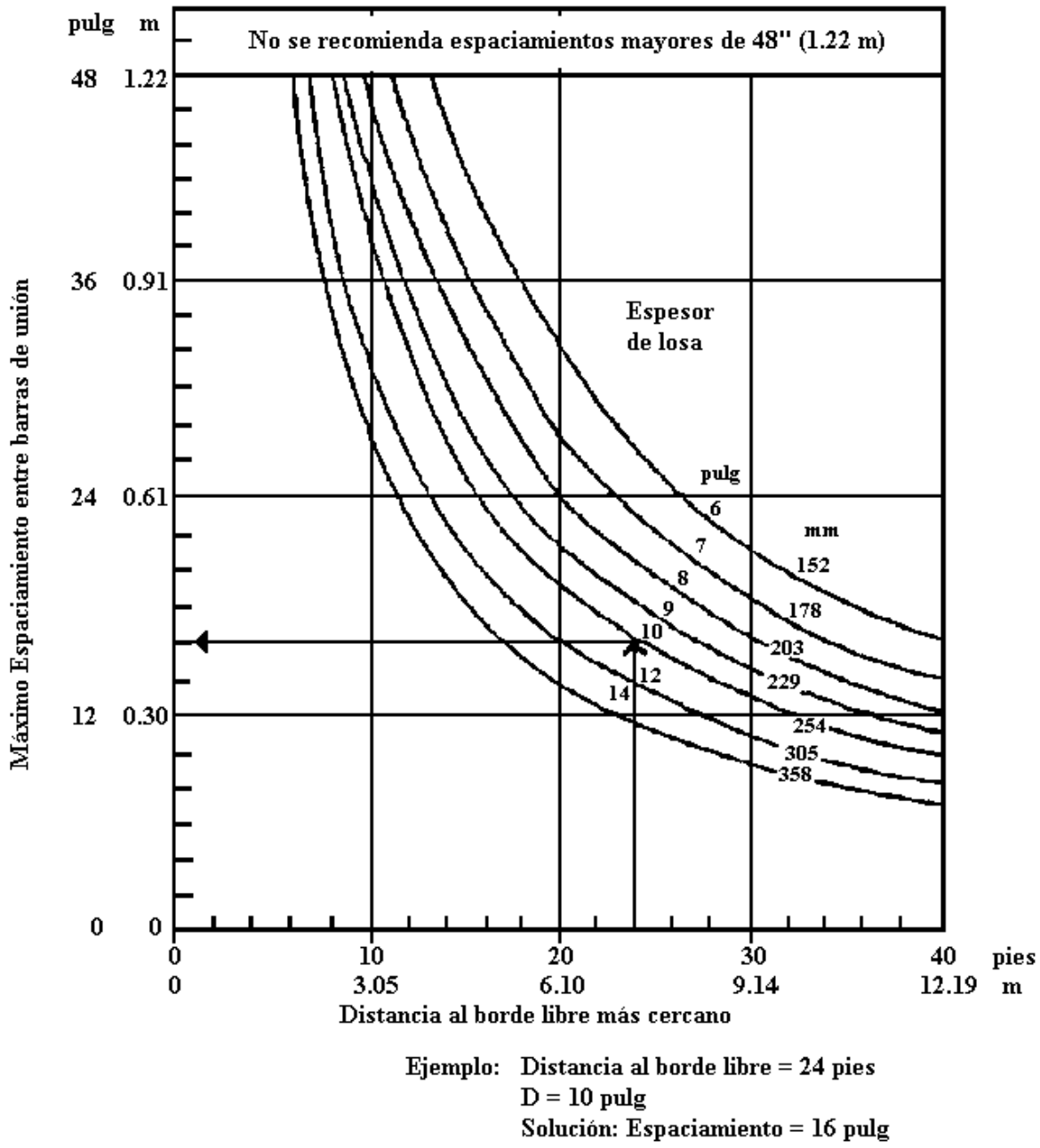


Figura VIII.10. Espaciamiento máximo recomendado para barras de unión de 13 mm en pavimentos de hormigón simple. Acero Grado 40.
Fuente: Guide for Design of Pavement Structures, AASHTO, 1993.

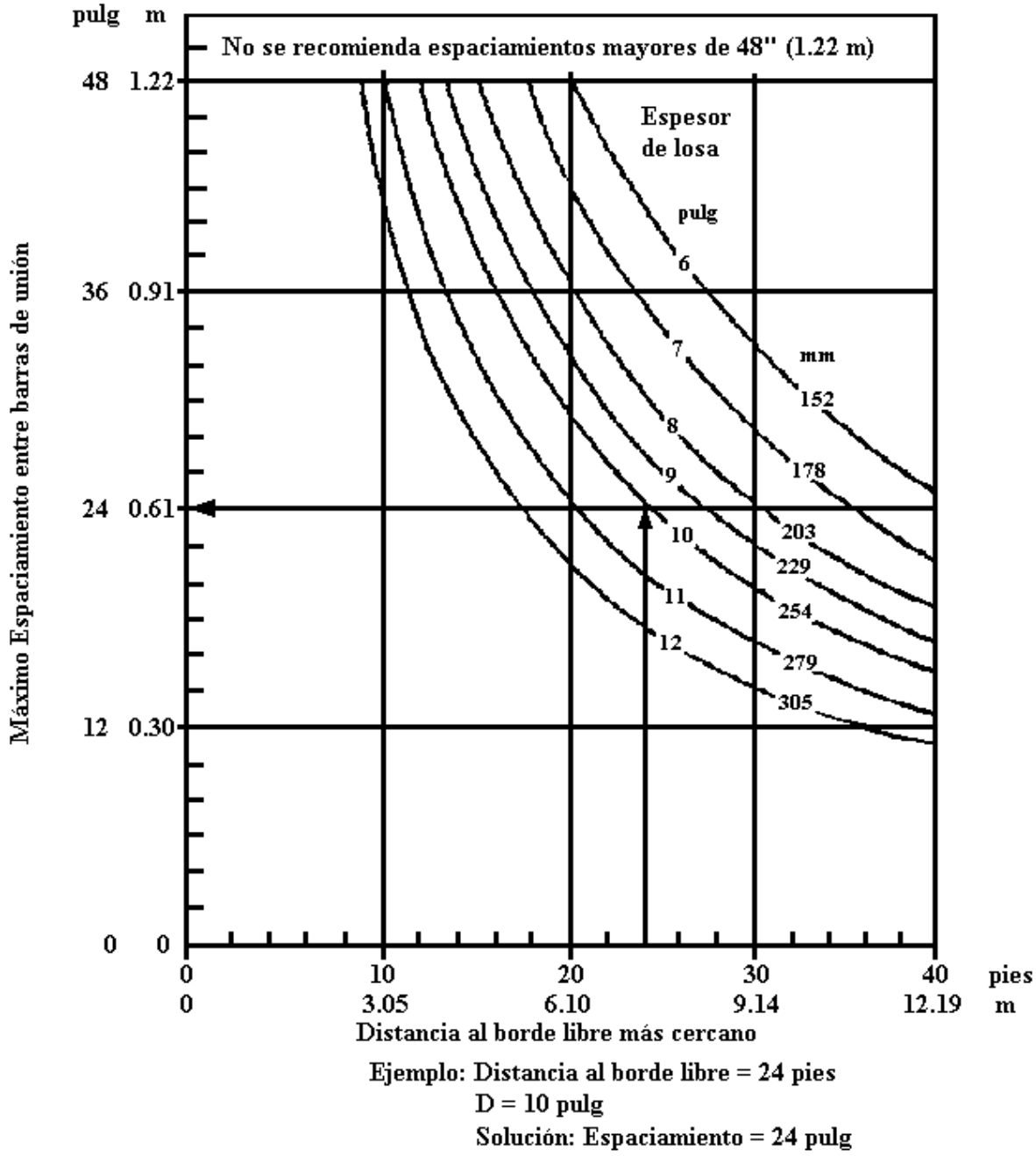


Figura VIII.11. Espaciamiento máximo recomendado para barras de unión de 16 mm en pavimentos de hormigón simple. Acero Grado 40.
Fuente: Guide for Design of Pavement Structures, AASHTO, 1993.

La tabla VIII.13, recomendada por la FHWA (1990), considera los dos tipos de acero (Grado 40 y Grado 60) y distintos tipos de juntas, en comba (warp) y a tope (butt).

Tabla VIII.13. Espaciamiento máximo recomendado para barras de unión

Tamaño barras		No. 4									
Acero	Grado	Grado 40					Grado 60				
Dist. Borde libre (pies)		10	12	16	22	24	10	12	16	22	24
Esp. Losa pulg	Tipo de junta										
9	Comba	37	31	23	17	16	56	74	35	25	23
	Tope	26	22	16	12	11	40	34	25	18	16
10	Comba	34	28	22	16	14	51	42	32	23	20
	Tope	24	20	16	11	10	36	30	23	16	14
11	Comba	31	25	20	15	13	47	38	29	21	19
	Tope	22	18	14	11	9	34	27	21	15	14
12	Comba	28	23	18	13	12	42	35	27	19	18
	Tope	20	16	13	9	9	30	25	19	14	13

En unidades métricas:

Tamaño barras		Ø 12,7 mm									
Acero	Grado	Grado 40					Grado 60				
Dist. Borde libre (m)		3,05	3,65	4,88	6,71	7,32	3,05	3,65	4,88	6,71	7,32
Esp. losa mm	Tipo de junta										
229	Comba	0,94	0,79	0,58	0,43	0,41	1,42	1,88	0,89	0,64	0,58
	Tope	0,66	0,56	0,41	0,30	0,28	1,02	0,86	0,64	0,46	0,41
254	Comba	0,86	0,71	0,56	0,41	0,36	1,30	1,07	0,81	0,58	0,51
	Tope	0,61	0,51	0,41	0,28	0,25	0,91	0,76	0,58	0,41	0,36
279	Comba	0,79	0,64	0,51	0,38	0,33	1,19	0,97	0,74	0,53	0,48
	Tope	0,56	0,46	0,36	0,28	0,23	0,86	0,69	0,53	0,38	0,36
305	Comba	0,71	0,58	0,46	0,33	0,30	1,07	0,89	0,69	0,48	0,46
	Tope	0,51	0,41	0,33	0,23	0,23	0,76	0,64	0,48	0,36	0,33

Fuente: Guide for Design of Pavement Structures, AASHTO, 1993.

Tamaño barras		No. 5									
Acero Grado		Grado 40					Grado 60				
Dist. Borde libre (pies)		10	12	16	22	24	10	12	16	22	24
Esp. Losa pulg.	Tipo de junta										
9	Comba	59	49	36	26	24	88	73	55	40	36
	Tope	42	35	26	19	17	63	52	39	29	26
10	Comba	53	44	33	24	22	79	66	49	36	32
	Tope	38	31	24	17	16	56	47	35	26	23
11	Comba	48	40	30	22	20	72	60	44	32	30
	Tope	34	29	21	16	14	51	43	31	23	21
12	Comba	44	36	28	20	18	66	55	41	30	28
	Tope	31	26	20	14	13	47	39	29	21	20

En unidades métricas:

Tamaño barras		Ø 15,9 mm									
Acero Grado		Grado 40					Grado 60				
Dist. Borde libre (m)		3,05	3,65	4,88	6,71	7,32	3,05	3,65	4,88	6,71	7,32
Esp. losa mm	Tipo de junta										
229	Comba	1,50	1,24	0,91	0,66	0,61	2,24	1,85	1,40	1,02	0,91
	Tope	1,07	0,89	0,66	0,48	0,43	1,60	1,32	0,99	0,74	0,66
254	Comba	1,35	1,12	0,84	0,61	0,56	2,01	1,68	1,24	0,91	0,81
	Tope	0,97	0,79	0,61	0,43	0,41	1,42	1,19	0,89	0,66	0,58
279	Comba	1,22	1,02	0,76	0,56	0,51	1,83	1,52	1,12	0,81	0,76
	Tope	0,86	0,74	0,53	0,41	0,36	1,30	1,09	0,79	0,58	0,53
305	Comba	1,12	0,91	0,71	0,51	0,46	1,68	1,40	1,04	0,76	0,71
	Tope	0,79	0,66	0,51	0,36	0,33	1,19	0,99	0,74	0,53	0,51

Fuente: Guide for Design of Pavement Structures, AASHTO, 1993.

En el esquema de la figura VIII.12 se muestra cual es la distancia al borde libre para usar los ábacos de las figuras VIII.10 y VIII.11 o la tabla VIII.13. “0” indica bordes libres, para juntas como las “1” la distancia a considerar es W_1, mientras que para la junta “2” la distancia a considerar es la W_2.

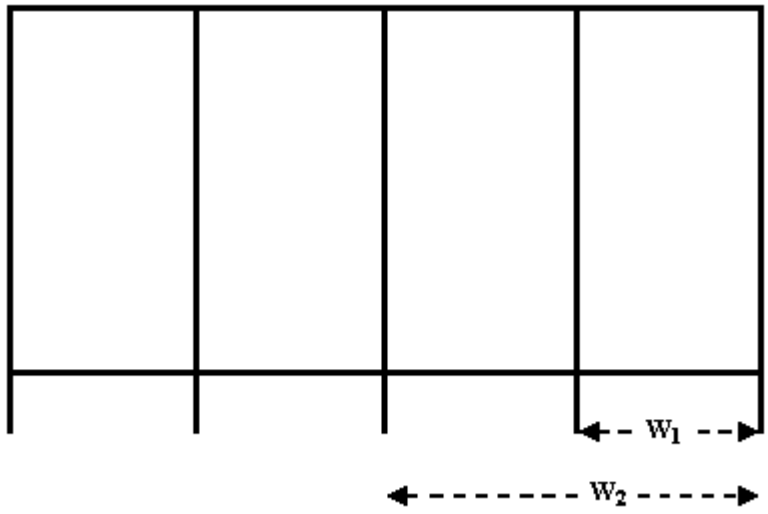


Figura VIII.12. Distancia al borde libre para cálculo de barras de unión.
Fuente: Guide for Design of Pavement Structures, AASHTO, 1993.

VIII.6. PROBLEMAS RESUELTOS

PROBLEMA 1.

Pavimento de hormigón simple para ruta colectora.

$W_{18} = 6 \times 10^6$ ESALs

Dos carriles, juntas transversales a 4,6 m (15 pies) con barras pasadoras

Tiempo para drenar el agua del pavimento: 1 semana

Tiempo en que la estructura del pavimento está próxima a la saturación: 30%

Módulo de rotura del hormigón: Sc' = 4,8 MPa (700 psi)

Módulo elástico del hormigón: Ec = 27,6 GPa (4×10^6 psi)

Módulo efectivo de reacción de subrasante: k = 54 kPa/mm (200 pci)

Solución:

Se supone:

Serviciabilidad inicial: $p_0 = 4,5$

Serviciabilidad final: $p_t = 2,5$

Confiabilidad: $R = 85\%$

Desviación estándar de las variables: $S_0 = 0,35$

La calidad del drenaje es aceptable y para un tiempo próximo a la saturación del 30% resulta un coeficiente de drenaje $Cd = 0,90$.

Como hay barras pasadoras $J = 3,2$

Mediante el ábaco de diseño (Fig. VIII.3.) se tiene un espesor de losa $D = 229$ mm (9 pulg).

- Si el módulo elástico de la losa es un 25% menor.

El módulo pasa a valer 20,7 GPa (3×10^6 psi), para una losa de 229 mm de espesor, el nivel mínimo de serviciabilidad se alcanza para $6,8 \times 10^6$ ESALs. Si el módulo es un 25% mayor ($Ec = 34,5$ GPa), ese número asciende a $5,6 \times 10^6$ ESALs. Se ve que un cambio del 25% en el módulo elástico produce cambios en W_{18} menores del 10%.

- Si no se colocan barras pasadoras, ¿qué W_{18} podrá soportar la calzada? ¿cuál deberá ser el espesor de la losa si se desea soportar el mismo número de ESALs?

J pasa de 3,2 a 4,2 $\rightarrow$ para $D = 229$ mm $\rightarrow W_{18} = 2,4 \times 10^6$ ESALs

$\rightarrow$ para $W_{18} = 6 \times 10^6$ ESALs $\rightarrow D = 266$ mm = 10,5 pulg

El incremento de espesor es: 266 – 229 = 37 mm = 1,5 pulg.

PROBLEMA 2.

Pavimento de hormigón para una autopista urbana. Se trata de un pavimento de hormigón armado con juntas con banquinas de concreto asfáltico.

$W_{18} = 20 \times 10^6$ ESALs

Tiempo previsto para drenaje del agua: 1 día
Módulo de rotura del hormigón: Sc' = 5,2 MPa (750 psi)
Módulo elástico del hormigón: Ec = 34,5 GPa (5×10^6 psi)
Módulo efectivo de reacción de la subrasante: k = 81 kPa/mm (300 pci)

Solución:

Se supone:
p_0 = 4,5
p_t = 2,5
R = 95%
S_0 = 0,35
Buen drenaje Cd = 1,0
Hormigón armado con juntas J = 3,2

Según el ábaco de diseño resulta un espesor de losa D = 269 mm (10,6 pulg)

- Si el módulo de rotura es un 20% mayor o menor.

Si es un 20% menor Sc' = 4,1 MPa = 600 psi, y si D = 269 mm → $W_{18} = 9 \times 10^6$ ESALs (45% de W_{18} que se tenía antes)

Si es un 20% mayor Sc' = 6,2 MPa = 900 psi, y si D = 269 mm → W_{18} = 37 x 10^6 ESALs (casi el doble que el W_{18} inicial)

Este ejemplo sirve para darnos cuenta de la importancia que tiene el módulo de rotura del hormigón.

- Si el pavimento está expuesto a niveles próximos a la saturación en un 30% del tiempo en lugar del 7%.

Esto hace que el coeficiente de drenaje C_d pase de 1,0 a 0,9 y entonces W_{18} será de 14 x 10^6 ESALs frente a 20 x 10^6 ESALs, la disminución es bastante menor que la que produce el módulo de rotura.

VIII.7. PROBLEMAS PROPUESTOS

PROBLEMA 1.

Pavimento de hormigón simple para ruta colectora.
W_{18} = 10 x 10^6 ESALs
Dos carriles, juntas transversales a 4,6 m (15 pies) con barras pasadoras
Tiempo para drenar el agua del pavimento: 2 horas
Tiempo en que la estructura del pavimento está próxima a la saturación: 20%
Módulo de rotura del hormigón: Sc' = 4,5 MPa (650 psi)
Módulo elástico del hormigón: Ec = 31,0 GPa (4,5 x 10^6 psi)
Módulo efectivo de reacción de subrasante: k = 54 kPa/mm (200 pci)
Serviciabilidad inicial: p_0 = 4,5
Serviciabilidad final: p_t = 2,5
Confiabilidad: R = 90%
Desvío estándar de las variables: S_0 = 0,35
Como hay barras pasadoras J = 3,2

PROBLEMA 2.

Pavimento de hormigón para una autopista urbana. Se trata de un pavimento de hormigón armado con juntas con banquinas de concreto asfáltico.

W_{18} = 15 x 10^6 ESALs

Tiempo previsto para drenaje del agua: 1 mes

Tiempo en que la estructura del pavimento está próxima a la saturación: 15%

Módulo de rotura del hormigón: Sc' = 5,0 MPa (720 psi)

Módulo elástico del hormigón: Ec = 24,1 GPa (3,5 x 10^6 psi)

Módulo efectivo de reacción de la subrasante: k = 81 kPa/mm (300 pci)

p_0 = 4,5

p_t = 2,5

R = 95%

S_0 = 0,35

Hormigón armado con juntas J = 3,2

PAVIMENTOS DE CEMENTO PORTLAND MÉTODO PCA-98

CAPITULO IX

IX. PAVIMENTOS DE CEMENTO PORTLAND MÉTODO PCA-98

IX.1. INTRODUCCIÓN

El Método de Diseño de la Asociación del Cemento Portland de los Estados Unidos "PCA", considera dos criterios de análisis, por fatiga y por erosión:

CRITERIO POR FATIGA: Establece que los esfuerzos inducidos a las losas de hormigón deben mantenerse dentro de límites aceptables.

CRITERIO DE EROSIÓN: Tiene la finalidad de controlar los efectos de la deflexión del pavimento en las zonas críticas, como orillas y esquinas, provocados por la erosión de la capa de apoyo en estos sectores, además de limitar el agrietamiento en zonas de juntas.

Un pavimento sometido a tráfico pesado puede fallar por fenómenos de bombeo (pumping), erosión de la base y escalonamiento de las juntas, antes que por la fatiga que produce la repetición de cargas.

ESFUERZOS CRÍTICOS DE ORILLA: Se producen cuando las cargas móviles se sitúan cerca al borde longitudinal del pavimento, relativamente lejos de las juntas transversales, por lo tanto éstas tienen poca influencia en los esfuerzos resultantes, los cuales serán independientes del mecanismo de transferencia de carga. La construcción de acotamientos ligados al pavimento reducirá considerablemente los esfuerzos resultantes en los bordes.

ESFUERZOS CRÍTICOS DE ESQUINA: Cuando las cargas móviles se sitúan cerca de la junta transversal y del borde del pavimento, la transferencia de carga en la junta será la que determine, en mayor medida, los esfuerzos resultantes.

POSICIONES CRITICAS DE LOS CAMIONES: Solamente un pequeño porcentaje de camiones circula cerca al borde del carril externo de un camino, generalmente las llantas pasaran a una distancia de las orillas del carril, la cual de acuerdo a estadísticas de la PCA es de 60 centímetros. En el análisis se considera que el 6% del total de camiones pesados circula con la llanta externa cerca o sobre el borde del pavimento. A medida que la carga se aleja de los bordes los esfuerzos se reducen considerablemente, se incrementa la frecuencia de las pasadas permisibles, y disminuyen los esfuerzos y deflexiones del pavimento.

En el análisis por fatiga se consideran los esfuerzos para posiciones incrementales de carga hacia el interior de la losa. Mediante esta variación de posiciones se determina el factor de esfuerzo de orilla equivalente. Este factor cuando se multiplica por los esfuerzos de orilla da el mismo valor de consumo de fatiga producida por una distribución de posiciones de tránsito pesado.

En este método se utiliza el 6% como condición más crítica, para la repetición del tránsito pesado en las orillas. Este porcentaje sobre los bordes ocasiona el mismo deterioro que toda la distribución vehicular que circula en el carril de diseño.

En el análisis por erosión se utilizó también el 6%. Cuando el pavimento no cuenta con acotamientos, rige la condición más crítica en las esquinas, es decir el 6% del tránsito pesado. Cuando se proveen acotamientos, el remanente de tránsito del 94%, que circula hacia el interior de las losas será el que provoca la falla por deflexiones excesivas (erosión).

El porcentaje de consumo por erosión se calcula utilizando la siguiente ecuación:

$$\text{Daño por erosión } (\%) = \sum \frac{C_2 \cdot n_i}{N_i} < 100\ \%$$

C_2 = 0,06 (pavimentos sin acotamientos)

C_2 = Pavimentos con acotamientos ligados al carril

n_i = Número pronosticado de repeticiones del grupo de tráfico (cargas) "*i*"

N_i = Número de repeticiones de carga permisibles del grupo de carga "*i*"

Con mayor facilidad se puede calcular utilizando los valores de las tablas IX.1 y IX.2.

Tabla IX.1. Esfuerzo Equivalente [kg/cm²] acotamiento sin pavimentar

Espesor Losa [cm]	*K* - Módulo de reacción de la subrasante [kg/cm³]													
	2		4		6		8		10		15		20+	
	Eje Simple	Eje Tandem	Eje Simple	Eje Tandem	Eje Simple	Eje Tandem	Eje Simple	Eje Tandem	Eje Simple	Eje Tandem	Eje Simple	Eje Tandem	Eje Simple	Eje Tandem
12	43,0	35,6	37,8	30,1	35,1	28,1	33,1	26,8	31,7	25,7	29,1	24,3	27,4	23,5
13	38,4	32,3	33,8	27,3	31,4	25,3	29,7	24,0	28,4	23,0	26,1	21,6	24,6	20,8
14	34,6	29,6	30,5	24,9	28,3	22,9	26,8	21,6	25,6	20,8	23,7	19,4	22,3	18,5
15	31,4	27,2	27,7	22,9	25,7	20,9	24,4	19,7	23,3	18,8	21,6	17,5	20,4	16,7
16	28,7	25,2	25,3	21,2	23,5	19,3	22,3	18,1	21,3	17,3	19,7	16,0	18,7	15,2
17	26,3	23,5	23,3	19,7	21,6	17,9	20,5	16,7	19,6	16,0	18,1	14,7	17,2	13,9
18	24,3	22,0	21,5	18,4	19,9	16,6	18,9	15,5	18,1	14,8	16,8	13,6	15,9	12,8
19	22,5	20,7	19,9	17,2	18,5	15,6	17,5	14,5	16,8	13,8	15,6	12,6	14,8	11,9
20	21,0	19,5	18,5	16,2	17,2	14,6	16,4	13,6	15,6	12,9	14,5	11,8	13,8	11,1
21	19,6	18,5	17,3	15,3	16,1	13,8	15,2	12,9	14,6	12,2	13,6	11,1	12,8	10,4
22	18,3	17,5	16,2	14,5	15,0	13,1	14,2	12,2	13,7	11,5	12,8	10,5	12,0	9,8
23	17,2	16,7	15,2	13,8	14,1	12,4	13,3	11,5	12,8	10,9	12,0	9,9	11,3	9,2
24	16,2	15,9	14,3	13,1	13,3	11,8	12,5	11,0	12,1	10,4	11,3	9,4	10,7	8,8
25	15,3	15,2	13,5	12,5	12,6	11,2	11,9	10,5	11,4	9,9	10,7	8,9	10,1	8,3
26	14,5	14,5	12,8	12,0	11,9	10,7	11,3	10,0	10,8	9,4	10,1	8,5	9,5	8,0
27	13,8	13,9	12,1	11,5	11,3	10,3	10,7	9,5	10,3	9,0	9,5	8,1	9,0	7,6
28	13,1	13,4	11,5	11,0	10,7	9,9	10,2	9,1	9,8	8,6	9,0	7,8	8,6	7,3
29	12,5	12,9	11,0	10,6	10,2	9,5	9,7	8,8	9,3	8,3	8,6	7,5	8,2	6,9
30	11,9	12,4	10,5	10,2	9,7	9,1	9,2	8,5	8,9	8,0	8,2	7,2	7,8	6,6
31	11,3	12,0	10,0	9,9	9,3	8,8	8,8	8,1	8,4	7,7	7,8	6,9	7,4	6,4
32	10,9	11,6	9,6	9,5	8,9	8,5	8,4	7,8	8,0	7,4	7,5	6,7	7,1	6,2
33	10,4	11,2	9,2	9,2	8,5	8,2	8,0	7,6	7,7	7,1	7,2	6,4	6,8	6,0
34	10,0	10,8	8,8	8,9	8,1	7,9	7,7	7,3	7,3	6,9	6,9	6,2	6,6	5,8

Fuente: Guía para el Diseño y la Construcción de Pavimentos Rígidos. Ing. Aurelio Salazar Rodríguez, 1998.

Tabla IX.2. Esfuerzo Equivalente [kg/cm²] acotamiento pavimentado

Espesor Losa [cm]	*K* - Módulo de reacción sub-rasante [kg/cm³]													
	2		4		6		8		10		15		20+	
	Eje Simple	Eje Tandem	Eje Simple	Eje Tandem	Eje Simple	Eje Tandem	Eje Simple	Eje Tandem	Eje Simple	Eje Tandem	Eje Simple	Eje Tandem	Eje Simple	Eje Tandem
12	33,6	28,2	29,5	24,6	27,4	23,1	26,0	22,2	24,9	21,6	23,1	20,8	21,9	20,4
13	30,2	25,6	26,6	22,2	24,7	20,8	23,4	19,9	22,5	19,4	20,9	18,6	19,9	18,1
14	27,4	23,4	24,1	20,2	22,4	18,9	21,3	18,0	20,5	17,5	19,1	16,7	18,2	16,2
15	25,0	21,5	22,0	18,5	20,5	17,2	19,5	16,4	18,8	15,9	17,5	15,1	16,7	14,6
16	22,9	19,9	20,1	17,1	18,8	15,8	18,0	15,1	17,3	14,6	16,1	13,8	15,5	13,3
17	21,1	18,5	18,6	15,8	17,4	14,6	16,6	13,9	16,0	13,4	14,9	12,6	14,3	12,1
18	16,9	17,2	17,3	14,7	16,1	13,5	15,4	12,9	14,8	12,4	13,9	11,6	13,3	11,2
19	18,2	16,2	16,1	13,8	15,0	12,7	14,3	12,0	13,8	11,6	12,9	10,8	12,4	10,4
20	17,0	15,2	15,0	12,9	14,0	11,9	13,4	11,3	12,9	10,8	12,1	10,1	11,6	9,7
21	15,9	14,4	14,0	12,2	13,1	11,2	12,6	10,6	12,1	10,2	11,3	9,5	10,9	9,1
22	14,9	13,6	13,2	11,5	12,3	10,6	11,8	10,0	11,4	9,6	10,7	8,9	10,2	8,6
23	14,0	12,9	12,4	10,9	11,6	10,0	11,1	9,5	10,7	9,1	10,1	8,4	9,7	8,1
24	13,2	12,3	11,7	10,4	11,0	9,5	10,5	9,0	10,1	8,6	9,5	8,0	9,1	7,6
25	12,5	11,8	11,1	9,9	10,4	9,1	9,9	8,5	9,6	8,2	9,0	7,6	8,7	7,3
26	11,9	11,2	10,5	9,5	9,8	8,7	9,4	8,1	9,1	7,8	8,6	7,2	8,2	6,9
27	11,3	10,8	10,0	9,1	9,3	8,3	8,9	7,8	8,6	7,4	8,1	6,9	7,8	6,6
28	10,7	10,3	9,5	8,7	8,9	7,9	8,5	7,4	8,2	7,1	7,8	6,6	7,5	6,3
29	10,2	9,9	9,1	8,4	8,5	7,6	8,1	7,1	7,8	6,8	7,4	6,3	7,1	6,0
30	9,8	9,5	8,7	8,1	8,1	7,3	7,7	6,9	7,5	6,6	7,1	6,1	6,8	5,8
31	9,3	9,2	8,3	7,8	7,7	7,1	7,4	6,6	7,2	6,3	6,8	5,8	6,5	5,5
32	9,0	8,9	7,9	7,5	7,4	6,8	7,1	6,4	6,9	6,1	6,5	5,6	6,2	5,3
33	8,6	8,6	7,6	7,2	7,1	6,6	6,8	6,1	6,6	5,9	6,2	5,4	6,0	5,1
34	8,3	8,3	7,3	7,0	6,9	6,3	6,6	5,9	6,3	5,7	6,0	5,2	5,7	4,9

Fuente: Guía para el Diseño y la Construcción de Pavimentos Rígidos. Ing. Aurelio Salazar Rodríguez, 1998.

IX.1.1. FACTORES DE DISEÑO

a. Tránsito
b. Resistencia de diseño del concreto
c. Módulo de reacción de la subrasante
d. Tipo de acotamientos y juntas transversales
    - Si el acotamiento está o no pavimentado
    - Si existen pasajuntas
e. Periodo de diseño
f. Criterio de fatiga
g. Criterio de erosión

IX.1.1.1. TRÁNSITO

Representa el número de ejes que pasan por el carril de diseño, clasificado por tipo y carga por eje. Para su cálculo se toman en cuenta los parámetros siguientes:

- La distribución de pesos por eje, por cada 1.000 vehículos.
- Las tasas de crecimiento.
- Los factores de distribución del tránsito pesado en el carril de diseño.

Los valores del tránsito promedio diario anual T.P.D.A. deben ser afectados por el factor de distribución por carril, por el factor direccional y por el factor de crecimiento.

Para el crecimiento del tráfico se usan los factores de crecimiento mostrados en la Tabla IX.3, teniendo en cuenta que el factor de crecimiento se ve afectado por:

a. Impacto de obra nueva: el tránsito se desviará a la nueva ruta, cuando se conozcan las facilidades y la seguridad que ofrece su pavimento.

b. Crecimiento normal de usuarios: que corresponde al crecimiento normal producido por el aumento de la población y del parque automotor.
c. Tránsito inducido: es el que se genera por la recomendación y la propaganda que realizan los usuarios regulares de la nueva carretera.
d. Tránsito nuevo generado: es el que se origina en la nueva redistribución del uso del suelo, producida por la construcción de la nueva vía.

Es conveniente tener en cuenta que no todos los componentes del tráfico crecen en la misma proporción, por ejemplo los vehículos livianos pueden crecer el doble de los camiones pesados de tres o más ejes, y que la tasa de crecimiento adoptada puede no mantenerse constante a lo largo de la vida de proyecto, lo cual podrá producir valores exagerados o irreales del tráfico de diseño.

IX.1.1.2. DISTRIBUCIÓN DEL TRÁFICO DE ACUERDO A LOS EJES

Se considera el tránsito ordenado por rangos de cargas por eje, normalmente 2 kips (1 Ton) en el caso de ejes simples, de 2 y 4 kips (1 y 2 Ton) en ejes dobles. El número de pasadas de cada grupo de vehículos se representa en miles, tal como se muestra en el ejemplo de la Tabla IX.13. Se desprecian los vehículos livianos (camiones de cuatro llantas y en general los vehículos de 2 ejes).

IX.1.1.3. FACTOR DE DISTRIBUCIÓN POR CARRIL

Es un factor que se utiliza para determinar el tránsito que corresponderá al carril de diseño, cuando la vía pavimentada sea diseñada con 2 ó más carriles por dirección. Los valores de este factor se pueden obtener de la figura IX.1.

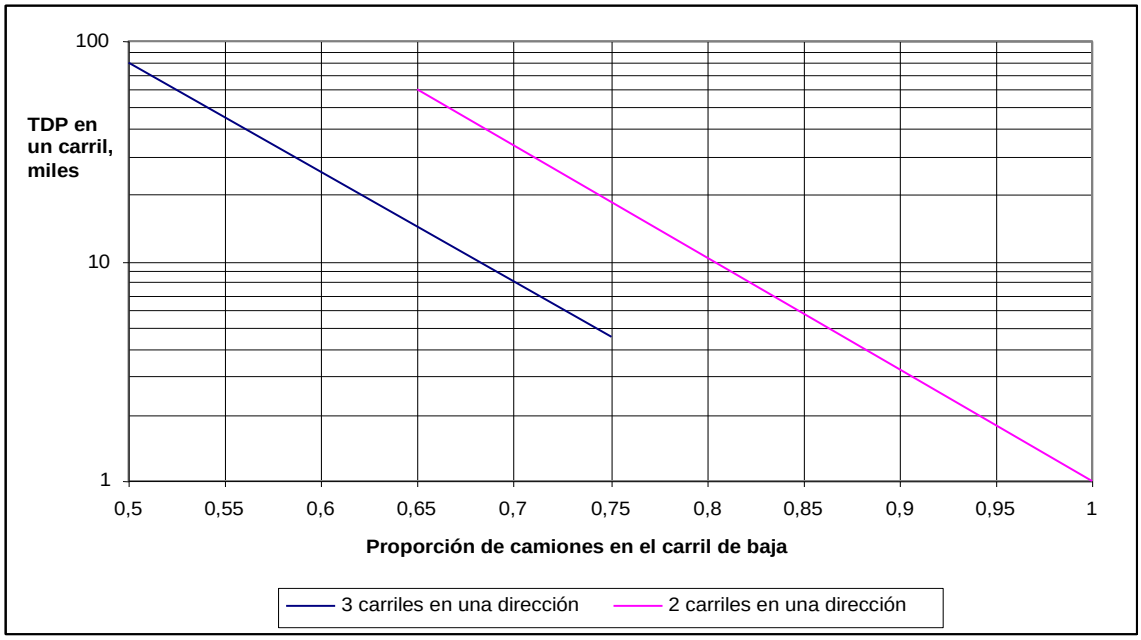


Figura IX.1. Factores de distribución por carril.
Fuente: Guía para el Diseño y la Construcción de Pavimentos Rígidos. Ing. Aurelio Salazar Rodríguez, 1998.

IX.1.1.4. FACTOR DE CRECIMIENTO

El método de la PCA considera un crecimiento de tráfico constante, con un tránsito promedio que corresponde a la mitad del periodo de diseño. En la tabla siguiente se registran los valores del factor de crecimiento para periodos de diseño de 20 y 40 años, y tasas de crecimiento anual del 1 al 6%.

Tabla IX.3. Factores de Crecimiento *FC*

Tasa de Crecimiento Anual (%)	Periodo de Diseño	
	20 años	40 años
1,0	1,1	1,2
1,5	1,2	1,3
2,0	1,2	1,5
2,5	1,3	1,6
3,0	1,3	1,8
3,5	1,4	2,0
4,0	1,5	2,2
4,5	1,6	2,4
5,0	1,6	2,7
5,5	1,7	2,9
6,0	1,8	3,2

Fuente: Guía para el Diseño y la Construcción de Pavimentos Rígidos. Ing. Aurelio Salazar Rodríguez, 1998.

IX.1.1.5. FACTORES DE SEGURIDAD:

Los factores de seguridad recomendados por el método se eligen de la tabla siguiente:

Factores de seguridad de diseño PCA

Tipo de Carretera	Factor de Seguridad
Carreteras con alto volumen de tráfico, sin interrupción	1,2
Carreteras y calles principales con tránsito pesado moderado	1,1
Caminos locales, calles residenciales y otros con poco tránsito pesado	1,0

Fuente: Guía para el Diseño y la Construcción de Pavimentos Rígidos. Ing. Aurelio Salazar Rodríguez, 1998.

IX.1.1.6. DAÑO ACUMULADO EN EL PERIODO DE DISEÑO

$$Dr = \sum_{i=1}^{m} \frac{n_i}{N_i}$$

Donde: Dr = Relación del daño acumulado en el periodo de diseño

m = Total de grupos de carga

n_i = Número pronosticado de repeticiones del grupo de tráfico “i”

N_i = Número de repeticiones de cargas permisibles del grupo de carga “i”

IX.1.1.7. REPETICIONES PERMISIBLES DE LAS CARGAS

$$LogN = 14.524 - 6.777 \cdot [C \cdot P - 9{,}0]^{0{,}103} \qquad \text{(Ecuación IX.1)}$$

$$P = \frac{268{,}7 \cdot p^2}{hk^{0{,}73}}$$

Donde: N = Número de repeticiones para un Índice de servicio igual a 3.0

P = Proporción de trabajo o potencia

$p = k.w$ = cimentación líquida

$C = 1$

IX.1.2. RESISTENCIA DEL CONCRETO

Al igual que el método AASHTO, el de la PCA utiliza la resistencia a la flexión a los 28 días. Es importante aclarar que en el caso del tránsito pesado no gobierna la resistencia del concreto sujeto a fatiga, si no es que el diseño está regido por el criterio de erosión. En el caso de tránsito medio, el factor de resistencia solo influye en caso de que se usen pasajuntas en las juntas transversales. Finalmente en el caso de tráfico liviano el factor determinante para el diseño es la fatiga.

Generalmente el diseño de pavimentos de concreto se realiza utilizando la resistencia a la flexión a los 28 días, sin embargo se debe considerar que el concreto aumenta su resistencia con la edad, por ejemplo el incremento de resistencia de los 28 días a los 90 días puede ser de 1,13 a 1,25%. Por esta razón algunos proyectistas utilizan la resistencia a la flexión a los 90 días.

IX.1.3. MÓDULO DE REACCIÓN DE LA SUBRASANTE

La calidad del suelo que conforma la subrasante es un factor de relativa importancia en el diseño de espesores de un pavimento de hormigón. Esta, usualmente, se caracteriza por el módulo de reacción de la subrasante *K*, que representa la presión de una placa circular rígida de 76 cm de diámetro dividida por la deformación que dicha presión genera. Su unidad de medida es el kg/cm^3. Si no es posible realizar el ensayo correspondiente, generalmente se calcula correlacionándolo con otro tipo de ensayo más rápido, tal como el ensayo CBR. Para fines prácticos se proponen las siguientes categorías de subrasante:

Categoría Subrasante	Clasificación U.S.C.S.	Clasificación AASHTO	CBR (%)	*K* (kg/cm^3)
a.) Muy buena	GW, GP, GM, GC	A1-a, A1-b	> 25	> 8
b.) Buena	SC - SM	A2-6, A2-7	6 a 25	4 a 8
c.) Deficiente	ML, CL, MH, CH, OH, OL	A-5, A-6, A7-5, A7-6	2 a 6	2 a 4

Fuente: Guía para el Diseño y la Construcción de Pavimentos Rígidos. Ing. Aurelio Salazar Rodríguez, 1998.

IX.1.4. MÓDULO DE REACCIÓN DE LA SUB-BASE

El soporte combinado de la sub-base y la subrasante produce un incremento en el módulo de reacción *K*, el cual depende del espesor adoptado de sub-base y de los materiales elegidos para su construcción, pudiendo ser sub-base granular sin tratar, o sub-base de materiales estabilizados. En las Tablas IX.4 a IX.8 se presentan los valores corregidos del módulo de reacción del terreno, para diferentes espesores y tipos de sub-bases.

Tabla IX.4. Efecto de las sub-bases granulares sobre los valores de *K*

***K* Subrasante (MPa/m)**	***K* Sub-base (MPa/m)**			
	5 cm	10 cm	15 cm	20 cm
16	19	22	27	33
24	27	31	37	45
30	34	38	44	54
34	38	42	49	59
38	42	46	53	65
41	45	50	56	69
44	48	53	60	72
47	52	56	63	76
49	54	58	65	79
51	56	60	67	81
53	58	62	69	84
54	59	63	70	85
56	61	65	72	87
57	62	66	73	88
59	64	68	75	91
60	65	69	76	92
61	66	70	77	93
62	67	71	78	94
63	68	73	79	96

Fuente: Guía para el Diseño y la Construcción de Pavimentos Rígidos. Ing. Aurelio Salazar Rodríguez, 1998.

Tabla IX.5. Valores de *K* para sub-base de suelo cemento.

***K* Subrasante (MPa/m)**	***K* Sub-base (MPa/m)**		
	10 cm	15 cm	20 cm
16	50	66	89
24	69	91	122
30	81	108	145
34	90	119	160
38	98	130	174
41	103	138	185
44	109	146	195
47	115	153	205
49	119	158	212
51	122	163	218
53	126	168	225
54	128	171	229
56	131	176	235
57	133	178	239
59	137	183	245
60	139	185	248
61	140	188	251
62	142	190	255
63	144	192	258

Fuente: Guía para el Diseño y la Construcción de Pavimentos Rígidos. Ing. Aurelio Salazar Rodríguez, 1998.

Tabla IX.6. Efecto de las Sub-bases no tratadas sobre los valores de *K*.

***K* Subrasante (pci)**	***K* Sub-base (pci)**			
	4 in.	6 in.	9 in.	12 in.
50	65	75	85	110
100	130	140	160	190
200	220	230	270	320
300	320	330	370	430

Fuente: Guía para el Diseño y la Construcción de Pavimentos Rígidos. Ing. Aurelio Salazar Rodríguez, 1998.

Tabla IX.7. Valores de diseño de *K* para bases tratadas con cemento.

***K* Subrasante (pci)**	***K* Sub-base (pci)**			
	4 in.	6 in.	9 in.	12 in.
50	170	230	310	390
100	280	400	520	640
200	470	640	830	-

Fuente: Guía para el Diseño y la Construcción de Pavimentos Rígidos. Ing. Aurelio Salazar Rodríguez, 1998.

Tabla IX.8. Valores de *K* para sub-base de concreto asfáltico.

***K* Subrasante (MPa/m)**	***K* Sub-base (MPa/m)**			
	5 cm	10 cm	15 cm	20 cm
16	20	22	30	47
24	26	32	44	53
30	33	40	55	66
34	36	45	61	74
38	40	50	69	83
41	44	55	75	90
44	44	55	75	90
47	51	63	86	103
49	53	66	90	108
51	56	69	95	113
53	58	72	98	118
54	59	73	100	120
56	61	76	103	123
57	62	77	105	126
59	64	80	109	130
60	65	82	111	132
61	66	83	113	135
62	68	85	115	137
63	69	86	117	139

Fuente: Guía para el Diseño y la Construcción de Pavimentos Rígidos. Ing. Aurelio Salazar Rodríguez, 1998.

IX.1.5. CRITERIO DE FATIGA

Las curvas de diseño están elaboradas en función de las repeticiones permisibles y la relación de esfuerzos.

Si un grupo de cargas no consume la totalidad de fatiga permisible, el remanente estará disponible para los otros grupos, teniendo cuidado de que la sumatoria de todos los consumos de fatiga nunca sea mayor a 100%.

En este método los esfuerzos por fatiga se determinan en las orillas, de manera que los pavimentos sin acotamiento tendrán mayores concentraciones de esfuerzos; por este motivo la PCA presenta dos tablas para obtener los esfuerzos equivalentes, que resultan ser los esfuerzos de orilla multiplicados por un factor igual a 0,894.

Una vez obtenidos los esfuerzos equivalentes, la relación de esfuerzos se determina dividiendo estos esfuerzos entre la resistencia a la flexión. Posteriormente con ayuda de la figura IX.2 se obtienen las repeticiones admisibles, en función del módulo de ruptura a los 28 días. Esta figura incluye la solución de los dos casos, de pavimentos con y sin pasajuntas.

En caso de que el número de repeticiones admisibles se ubique fuera de los límites de la gráfica, se asume que el número de repeticiones es ilimitado.

IX.1.6. CRITERIO DE EROSIÓN

Además de limitar el número de repeticiones de las cargas, para evitar que los esfuerzos flexionantes ocasionen agrietamientos por fatiga, es necesario verificar que no se produzca erosión debajo de las losas. Esto ocurre cuando se reblandece la capa de apoyo o sub-base como consecuencia del ingreso de agua a través de las juntas y grietas, y cuando el suelo tiene un alto contenido de finos. Esta deficiencia se presenta principalmente en pavimentos sin pasajuntas.

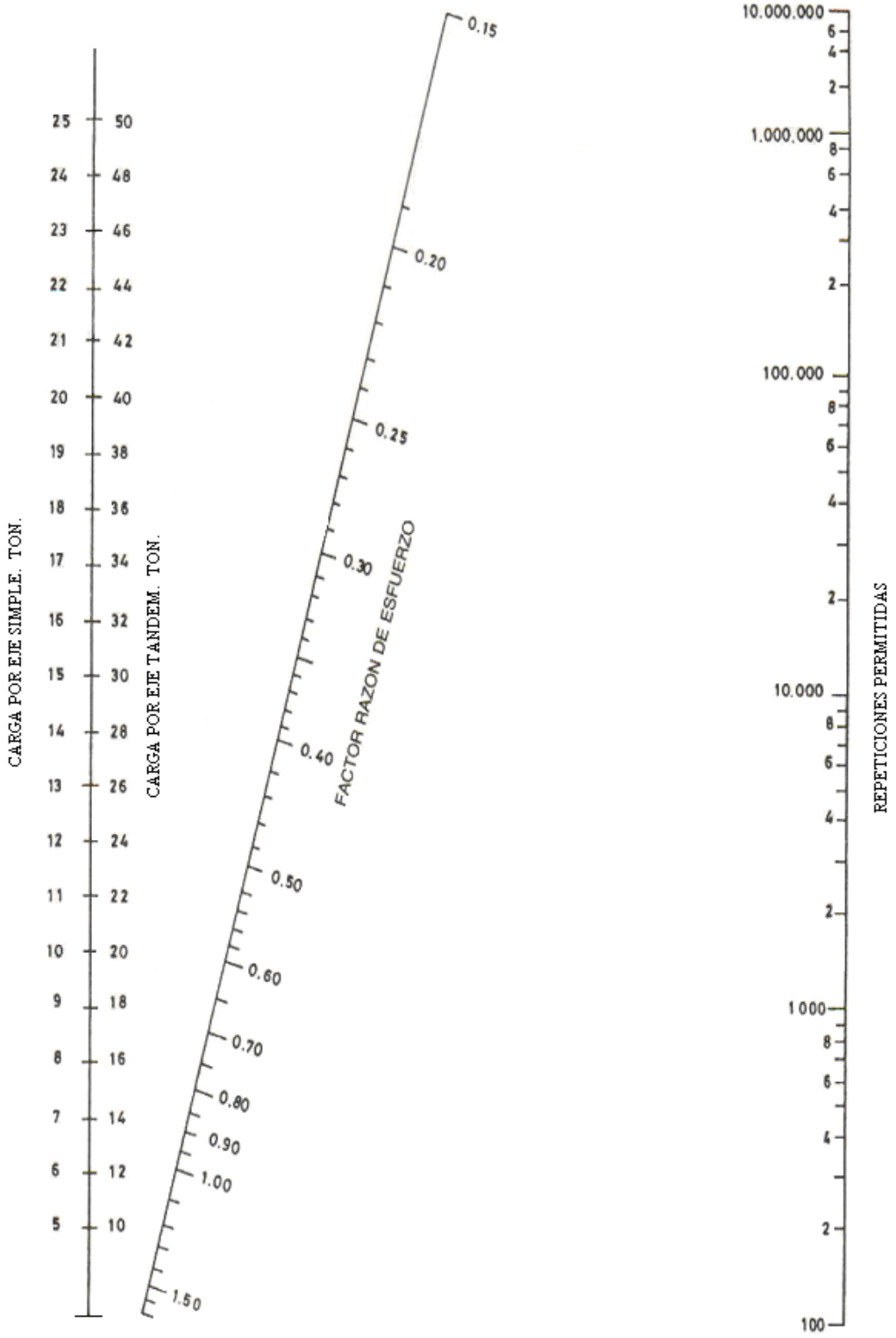


Figura IX.2. Método PCA 1984, análisis por fatiga. Acotamiento con y sin pavimento.
Fuente: Guía para el Diseño y la Construcción de Pavimentos Rígidos. Ing. Aurelio Salazar Rodríguez, 1998.

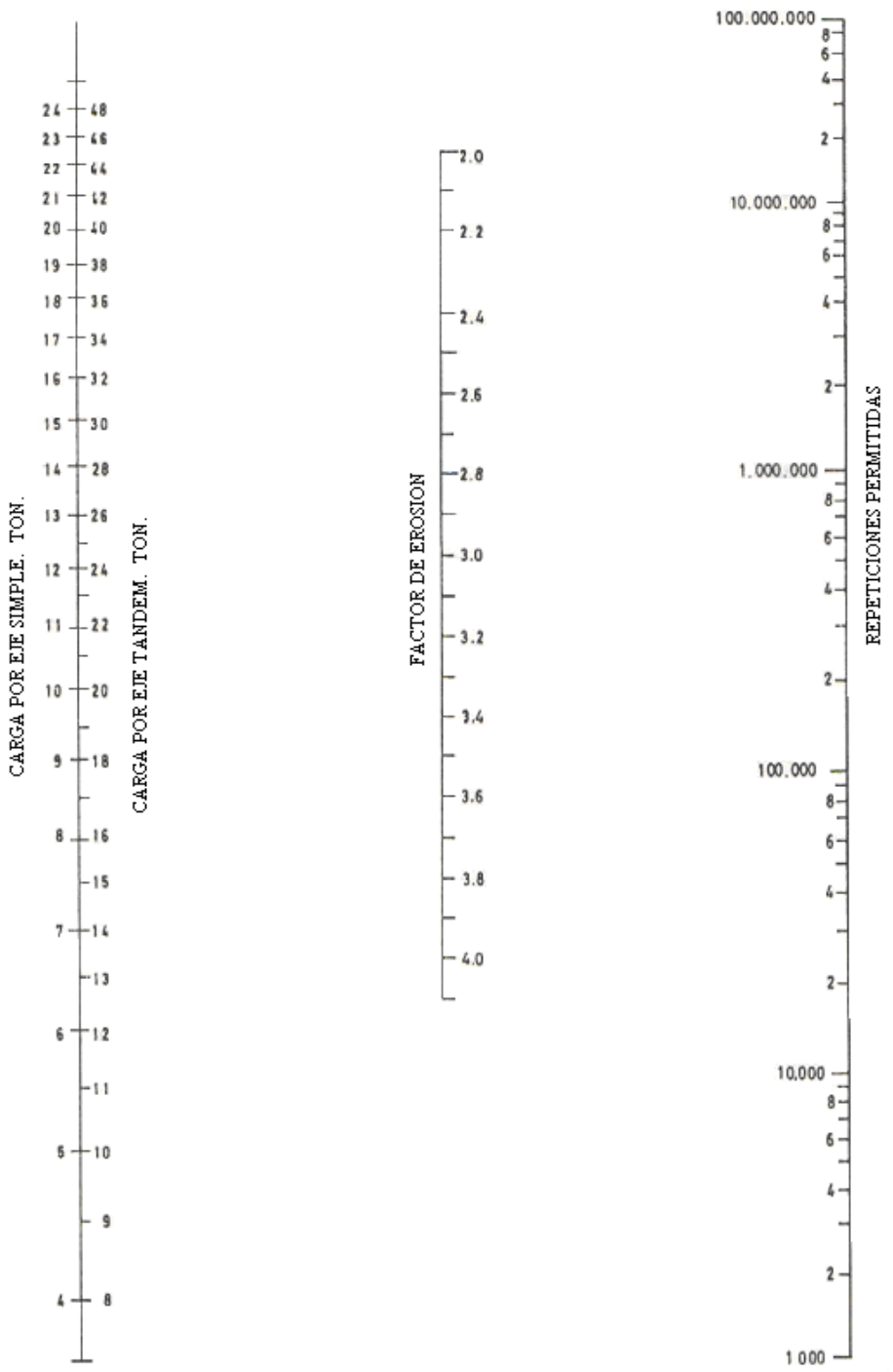


Figura IX.3. Método PCA 1984, análisis por erosión - acotamiento sin pavimento.
Fuente: Guía para el Diseño y la Construcción de Pavimentos Rígidos. Ing. Aurelio Salazar Rodríguez, 1998.

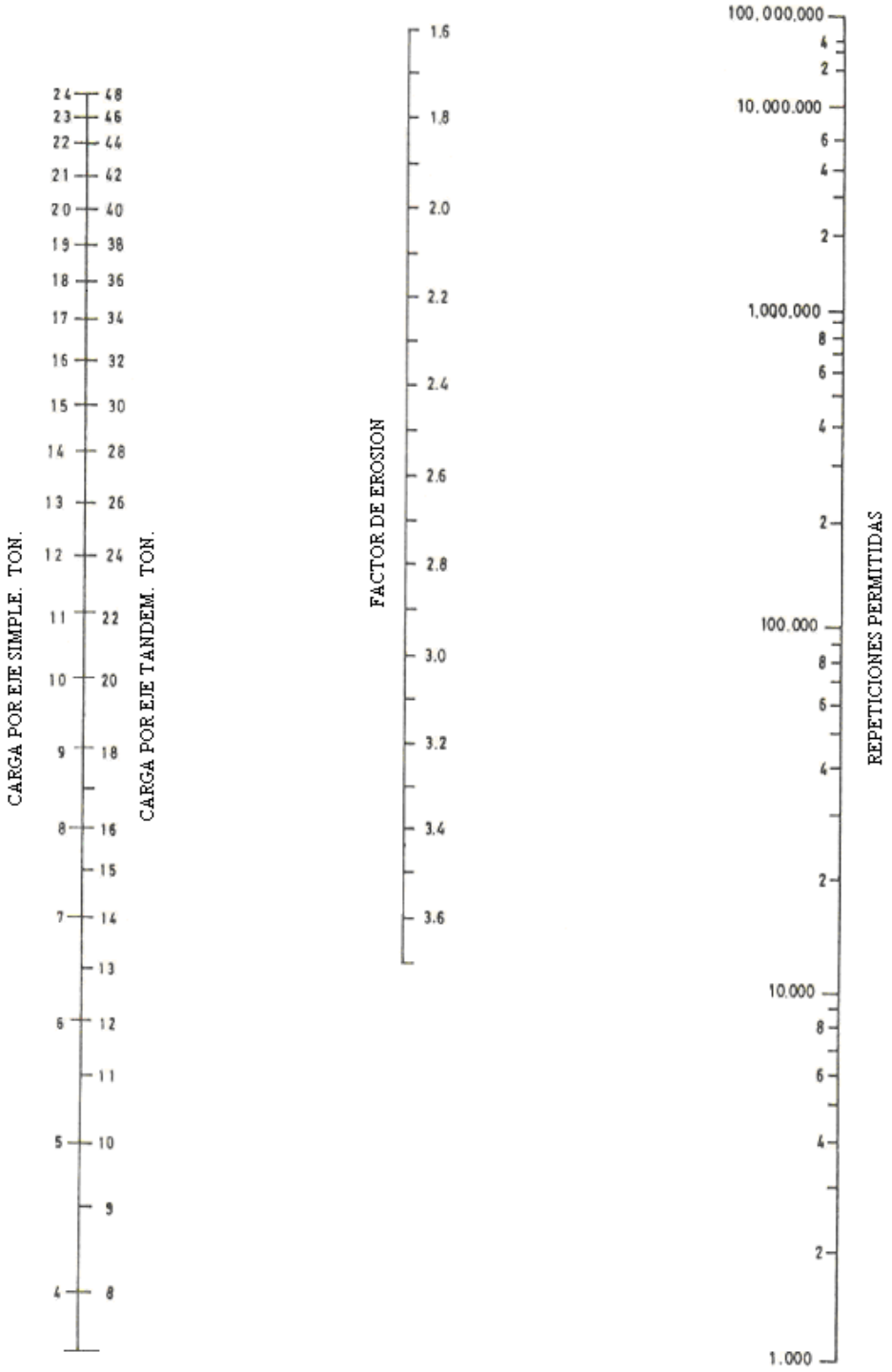


Figura IX.4. Método PCA 1984, análisis por erosión - acotamiento pavimentado.
Fuente: Guía para el Diseño y la Construcción de Pavimentos Rígidos. Ing. Aurelio Salazar Rodríguez, 1998.

El criterio de erosión establecido por este método, está basado en las correlaciones obtenidas en los tramos de prueba de la AASHTO, que demuestran que las fallas de los pavimentos de concreto están más relacionadas con las deflexiones excesivas y con los problemas de bombeo por erosión de la capa sub-base, que con los esfuerzos flexionantes. El cálculo de deflexiones mediante el método de elementos finitos se correlaciona mejor con las observaciones de los tramos de prueba, si las deflexiones calculadas "*w*" se multiplican por la presión calculada en la interfase losa-capa de apoyo. En el criterio de erosión se utiliza el concepto de "velocidad de trabajo" inducido por las cargas, que la PCA denomina "Potencia". La potencia se define como la velocidad de trabajo con que una carga por eje deforma una losa.

$$\text{Potencia} = \frac{p \cdot w}{l}$$

Donde:

p = presión en la interfase losa-capa de apoyo

w = deflexión calculada

l = relación de rigidez relativa (equivale a la longitud de la configuración deformada por la aplicación de la carga)

El concepto de este enfoque establece, que al tener configuraciones deformadas más pequeñas, una losa más delgada es más susceptible de ser fracturada, debido a su baja rigidez. De lo cual se deduce que: "para iguales solicitaciones $p.w_s$, iguales velocidades de camiones pesados, más delgada sea la losa, mayor será la velocidad de trabajo desarrollada (o la potencia variará más rápidamente), en cm-kg/segundo".

Al igual que en el Criterio de Fatiga la sumatoria de todos los consumos de todos los grupos de carga, relacionados con la erosión, no debe ser mayor a 100%.

La erosión que se presenta en las esquinas de las losas produce esfuerzos críticos, cuya magnitud está determinada, en mayor medida, por el tipo y la disposición de juntas. Por esta razón el método nos presenta tablas de diseño para las dos condiciones: juntas con

pasajuntas, y juntas por fricción de agregado. Además toma en cuenta si el pavimento tiene o no acotamientos ligados.

En la tabla IX.9 se muestran los factores de erosión para el caso de pavimentos con pasajuntas y sin acotamientos, en la tabla IX.10 para el caso de juntas por fricción de agregado sin acotamientos.

En las tablas IX.11 y IX.12 se muestran los factores de erosión correspondientes a los pavimentos que tienen acotamientos ligados, también de concreto. Una vez determinado el factor de erosión, se procederá a determinar el número de repeticiones admisibles utilizando las figuras IX.3 y IX.4.

Los valores de las figuras ya están divididos entre C_2, por lo tanto no es necesario multiplicar el número de repeticiones por C_2, de acuerdo a la ecuación IX.1.

Tabla IX.9. Factor de Erosión, Junta con Pasajuntas – Acotamiento sin pavimento

Espesor Losa [cm]	K - Módulo de reacción sub-rasante [kg/cm³]													
	2		4		6		8		10		15		20+	
	Eje Simple	Eje Tandem	Eje Simple	Eje Tandem	Eje Simple	Eje Tandem	Eje Simple	Eje Tandem	Eje Simple	Eje Tandem	Eje Simple	Eje Tandem	Eje Simple	Eje Tandem
12	3,51	3,61	3,50	3,57	3,49	3,54	3,48	3,52	3,48	3,51	3,47	3,49	3,45	3,47
13	3,41	3,53	3,39	3,48	3,39	3,45	3,38	3,43	3,38	3,41	3,37	3,39	3,35	3,37
14	3,32	3,45	3,30	3,39	3,29	3,36	3,28	3,34	3,28	3,33	3,27	3,30	3,25	3,28
15	3,23	3,37	3,21	3,31	3,20	3,28	3,19	3,26	3,19	3,24	3,18	3,22	3,16	3,20
16	3,15	3,30	3,12	3,24	3,12	3,21	3,10	3,18	3,10	3,17	3,09	3,14	3,08	3,12
17	3,07	3,24	3,05	3,17	3,04	3,14	3,02	3,11	3,02	3,10	3,01	3,07	3,00	3,04
18	2,99	3,18	2,97	3,11	2,96	3,07	2,95	3,05	2,94	3,03	2,93	3,00	2,92	2,97
19	2,93	3,12	2,90	3,05	2,89	3,01	2,88	2,98	2,87	2,97	2,86	2,93	2,85	2,91
20	2,86	3,06	2,83	3,00	2,83	2,95	2,81	2,92	2,80	2,91	2,79	2,87	2,79	2,84
21	2,80	3,01	2,77	2,93	2,76	2,89	2,74	2,86	2,74	2,85	2,73	2,81	2,72	2,78
22	2,74	2,96	2,71	2,88	2,70	2,84	2,68	2,81	2,68	2,80	2,67	2,76	2,66	2,73
23	2,68	2,91	2,65	2,83	2,64	2,79	2,62	2,76	2,62	2,74	2,61	2,70	2,59	2,67
24	2,63	2,87	2,60	2,78	2,59	2,74	2,57	2,71	2,56	2,69	2,55	2,65	2,54	2,62
25	2,58	2,83	2,54	2,74	2,54	2,69	2,52	2,67	2,51	2,65	2,50	2,60	2,49	2,57
26	2,53	2,79	2,50	2,70	2,49	2,65	2,47	2,62	2,46	2,61	2,45	2,56	2,44	2,53
27	2,48	2,75	2,45	2,66	2,44	2,61	2,42	2,58	2,41	2,57	2,40	2,52	2,39	2,49
28	2,43	2,72	2,40	2,63	2,39	2,57	2,37	2,54	2,37	2,53	2,35	2,48	2,34	2,45
29	2,39	2,69	2,36	2,59	2,35	2,54	2,33	2,51	2,32	2,49	2,31	2,44	2,30	2,41
30	2,34	2,65	2,31	2,56	2,30	2,50	2,28	2,47	2,28	2,45	2,26	2,41	2,25	2,37
31	2,30	2,62	2,27	2,52	2,26	2,47	2,24	2,43	2,24	2,42	2,22	2,37	2,21	2,34
32	2,26	2,59	2,23	2,49	2,22	2,43	2,20	2,40	2,19	2,38	2,18	2,33	2,17	2,30
33	2,22	2,56	2,19	2,46	2,18	2,40	2,16	2,37	2,15	2,35	2,14	2,30	2,13	2,27
34	2,18	2,53	2,15	2,43	2,14	2,37	2,12	2,33	2,12	2,32	2,10	2,27	2,09	2,24

Fuente: Guía para el Diseño y la Construcción de Pavimentos Rígidos. Ing. Aurelio Salazar Rodríguez, 1998.

Tabla IX.10. Factor de Erosión, Junta sin Pasajuntas - Acotamiento sin pavimentar

Espesor Losa [cm]	K - Módulo de reacción sub-rasante [kg/cm³]													
	2		4		6		8		10		15		20+	
	Eje Simple	Eje Tandem	Eje Simple	Eje Tandem	Eje Simple	Eje Tandem	Eje Simple	Eje Tandem	Eje Simple	Eje Tandem	Eje Simple	Eje Tandem	Eje Simple	Eje Tandem
12	3,72	3,82	3,69	3,74	3,67	3,69	3,65	3,67	3,64	3,65	3,62	3,61	3,59	3,58
13	3,62	3,75	3,59	3,66	3,57	3,61	3,55	3,59	3,54	3,57	3,52	3,52	3,49	3,49
14	3,53	3,68	3,50	3,59	3,48	3,53	3,46	3,51	3,45	3,49	3,43	3,44	3,40	3,41
15	3,45	3,61	3,41	3,52	3,39	3,46	3,37	3,44	3,36	3,42	3,34	3,37	3,31	3,34
16	3,37	3,55	3,33	3,46	3,31	3,40	3,29	3,37	3,28	3,35	3,26	3,30	3,23	3,26
17	3,30	3,50	3,26	3,40	3,23	3,34	3,21	3,31	3,20	3,29	3,18	3,23	3,16	3,20
18	3,23	3,44	3,18	3,34	3,16	3,28	3,14	3,25	3,13	3,23	3,11	3,17	3,09	3,13
19	3,17	3,39	3,12	3,29	3,09	3,23	3,07	3,19	3,06	3,17	3,04	3,11	3,02	3,07
20	3,11	3,35	3,05	3,24	3,03	3,17	3,01	3,14	3,00	3,12	2,98	3,05	2,96	3,02
21	3,05	3,30	2,99	3,19	2,97	3,13	2,95	3,09	2,94	3,07	2,92	3,00	2,90	2,96
22	3,00	3,26	2,94	3,15	2,91	3,08	2,89	3,04	2,88	3,02	2,86	2,95	2,84	2,91
23	2,94	3,22	2,88	3,11	2,85	3,03	2,83	2,99	2,82	2,97	2,80	2,90	2,78	2,86
24	2,90	3,18	2,84	3,07	2,80	2,99	2,78	2,95	2,77	2,93	2,75	2,86	2,73	2,82
25	2,86	3,14	2,79	3,03	2,76	2,96	2,73	2,91	2,72	2,89	2,70	2,82	2,68	2,78
26	2,81	3,11	2,75	2,99	2,71	2,92	2,69	2,88	2,68	2,86	2,65	2,78	2,63	2,74
27	2,77	3,08	2,70	2,96	2,67	2,89	2,64	2,84	2,63	2,82	2,61	2,75	2,59	2,71
28	2,73	3,05	2,66	2,93	2,62	2,85	2,60	2,81	2,59	2,79	2,56	2,71	2,54	2,67
29	2,70	3,02	2,62	2,90	2,58	2,82	2,56	2,78	2,55	2,75	2,52	2,68	2,50	2,64
30	2,66	2,99	2,59	2,86	2,54	2,79	2,51	2,75	2,50	2,72	2,48	2,64	2,46	2,60
31	2,63	2,96	2,55	2,83	2,50	2,76	2,48	2,72	2,47	2,69	2,44	2,61	2,42	2,57
32	2,59	2,93	2,51	2,81	2,47	2,73	2,44	2,69	2,43	2,66	2,40	2,58	2,38	2,54
33	2,56	2,90	2,48	2,78	2,43	2,70	2,40	2,66	2,39	2,63	2,36	2,55	2,34	2,51
34	2,53	2,88	2,45	2,75	2,40	2,67	2,37	2,63	2,36	2,60	2,32	2,52	2,30	2,48

Fuente: Guía para el Diseño y la Construcción de Pavimentos Rígidos. Ing. Aurelio Salazar Rodríguez, 1998.

Tabla IX.11. Factor de Erosión, Junta con Pasajuntas - Acotamiento pavimentado

Espesor Losa [cm]	K - Módulo de reacción sub-rasante [kg/cm³]													
	2		4		6		8		10		15		20+	
	Eje Simple	Eje Tandem	Eje Simple	Eje Tandem	Eje Simple	Eje Tandem	Eje Simple	Eje Tandem	Eje Simple	Eje Tandem	Eje Simple	Eje Tandem	Eje Simple	Eje Tandem
12	3,07	3,09	3,02	2,99	3,00	2,93	2,97	2,90	2,96	2,88	2,94	2,84	2,92	2,83
13	2,97	3,02	2,92	2,92	2,90	2,86	2,87	2,83	2,86	2,80	2,84	2,76	2,82	2,74
14	2,88	2,96	2,83	2,85	2,81	2,79	2,78	2,76	2,77	2,73	2,75	2,68	2,73	2,66
15	2,80	2,86	2,75	2,79	2,73	2,72	2,70	2,69	2,69	2,66	2,67	2,61	2,65	2,59
16	2,72	2,84	2,67	2,73	2,65	2,66	2,62	2,63	2,61	2,60	2,59	2,55	2,57	2,52
17	2,64	2,78	2,60	2,68	2,58	2,60	2,55	2,57	2,54	2,54	2,52	2,48	2,49	2,45
18	2,57	2,73	2,53	2,62	2,51	2,55	2,48	2,51	2,47	2,48	2,45	2,42	2,42	2,39
19	2,51	2,69	2,47	2,57	2,44	2,50	2,41	2,46	2,40	2,43	2,38	2,37	2,36	2,33
20	2,44	2,64	2,41	2,53	2,38	2,45	2,35	2,41	2,34	2,38	2,32	2,31	2,29	2,28
21	2,38	2,60	2,35	2,48	2,32	2,40	2,29	2,36	2,28	2,33	2,26	2,26	2,23	2,22
22	2,33	2,56	2,30	2,44	2,27	2,36	2,24	2,32	2,23	2,29	2,21	2,21	2,18	2,17
23	2,27	2,52	2,24	2,40	2,21	2,31	2,18	2,27	2,17	2,24	2,15	2,17	2,12	2,12
24	2,23	2,48	2,19	2,36	2,16	2,28	2,13	2,24	2,12	2,20	2,10	2,13	2,07	2,08
25	2,18	2,43	2,14	2,33	2,11	2,24	2,09	2,20	2,08	2,17	2,05	2,09	2,02	2,03
26	2,14	2,39	2,09	2,29	2,06	2,21	2,04	2,17	2,03	2,13	2,01	2,06	1,97	1,99
27	2,10	2,35	2,05	2,26	2,02	2,17	2,00	2,13	1,99	2,10	1,96	2,03	1,93	1,95
28	2,06	2,32	2,01	2,23	1,98	2,14	1,95	2,10	1,94	2,07	1,92	1,99	1,89	1,91
29	2,03	2,28	1,97	2,19	1,94	2,11	1,91	2,07	1,90	2,04	1,88	1,96	1,85	1,87
30	1,99	2,25	1,93	2,16	1,90	2,08	1,87	2,04	1,86	2,01	1,83	1,93	1,81	1,83
31	1,96	2,21	1,89	2,13	1,86	2,05	1,83	2,01	1,82	1,98	1,80	1,90	1,77	1,80
32	1,92	2,18	1,86	2,11	1,83	2,03	1,80	1,99	1,79	1,95	1,76	1,87	1,74	1,76
33	1,89	2,15	1,82	2,08	1,79	2,00	1,76	1,96	1,75	1,92	1,72	1,85	1,70	1,73
34	1,86	2,12	1,79	2,05	1,76	1,97	1,73	1,93	1,72	1,90	1,69	1,82	1,67	1,70

Fuente: Guía para el Diseño y la Construcción de Pavimentos Rígidos. Ing. Aurelio Salazar Rodríguez, 1998.

Tabla IX.12. Factor de Erosión, Junta sin Pasajuntas - Acotamiento pavimentado

Espesor Losa [cm]	K - Módulo de reacción sub-rasante [kg/cm³]													
	2		4		6		8		10		15		20+	
	Eje Simple	Eje Tandem	Eje Simple	Eje Tandem	Eje Simple	Eje Tandem	Eje Simple	Eje Tandem	Eje Simple	Eje Tandem	Eje Simple	Eje Tandem	Eje Simple	Eje Tandem
12	3,25	3,29	3,20	3,19	3,18	3,13	3,17	3,11	3,16	3,09	3,13	3,04	3,11	3,03
13	3,16	3,23	3,11	3,12	3,09	3,06	3,08	3,04	3,06	3,02	3,03	2,97	3,01	2,95
14	3,08	3,17	3,03	3,06	3,00	2,99	2,99	2,97	2,98	2,95	2,95	2,90	2,93	2,87
15	3,00	3,11	2,95	3,00	2,92	2,93	2,91	2,91	2,90	2,88	2,87	2,83	2,85	2,80
16	2,93	3,06	2,88	2,94	2,85	2,88	2,84	2,85	2,82	2,82	2,79	2,77	2,77	2,74
17	2,87	3,01	2,81	2,89	2,78	2,82	2,77	2,79	2,75	2,77	2,72	2,71	2,70	2,68
18	2,80	2,97	2,74	2,84	2,71	2,77	2,70	2,74	2,69	2,71	2,66	2,65	2,64	2,62
19	2,74	2,92	2,68	2,80	2,65	2,72	2,64	2,69	2,62	2,66	2,59	2,60	2,57	2,57
20	2,69	2,88	2,62	2,76	2,59	2,68	2,58	2,64	2,56	2,62	2,53	2,55	2,51	2,51
21	2,63	2,84	2,57	2,71	2,53	2,64	2,52	2,60	2,51	2,57	2,48	2,50	2,46	2,47
22	2,58	2,80	2,51	2,68	2,48	2,59	2,47	2,56	2,45	2,53	2,42	2,46	2,40	2,42
23	2,53	2,77	2,46	2,64	2,43	2,55	2,42	2,51	2,40	2,48	2,37	2,41	2,35	2,37
24	2,48	2,74	2,42	2,60	2,38	2,52	2,37	2,48	2,36	2,45	2,33	2,38	2,31	2,33
25	2,44	2,71	2,37	2,57	2,34	2,49	2,33	2,45	2,31	2,42	2,28	2,34	2,26	2,29
26	2,40	2,68	2,33	2,54	2,30	2,46	2,28	2,41	2,27	2,38	2,24	2,31	2,22	2,25
27	2,36	2,65	2,29	2,51	2,26	2,43	2,24	2,38	2,22	2,35	2,20	2,27	2,17	2,21
28	2,33	2,62	2,25	2,49	2,22	2,40	2,20	2,35	2,18	2,32	2,16	2,24	2,13	2,18
29	2,29	2,60	2,22	2,46	2,18	2,37	2,16	2,33	2,14	2,30	2,12	2,21	2,09	2,14
30	2,26	2,57	2,18	2,43	2,15	2,35	2,12	2,30	2,11	2,27	2,08	2,18	2,06	2,11
31	2,22	2,55	2,15	2,41	2,11	2,32	2,09	2,27	2,07	2,24	2,04	2,15	2,02	2,07
32	2,19	2,52	2,11	2,38	2,08	2,29	2,05	2,25	2,03	2,22	2,01	2,13	1,98	2,04
33	2,16	2,50	2,08	2,36	2,04	2,27	2,02	2,22	2,00	2,19	1,98	2,10	1,95	2,01
34	2,13	2,48	2,05	2,34	2,01	2,25	1,98	2,20	1,97	2,17	1,94	2,07	1,92	1,98

Fuente: Guía para el Diseño y la Construcción de Pavimentos Rígidos. Ing. Aurelio Salazar Rodríguez, 1998.

IX.2. ACOTAMIENTOS (BERMAS)

Debido a que las zonas críticas de falla en pavimentos son las zonas de borde, se ha determinado la conveniencia de colocar varillas de acero en la unión del pavimento con sus acotamientos. Con este mecanismo de transferencia de cargas en los bordes, el pavimento tendrá menor posibilidad de fallar en esta zona, ya que se evitará el efecto de bombeo "pumping" y el efecto flexionante, en caso de presentarse erosión en la sub-base, en las zonas de borde.

La construcción de acotamientos pavimentados, que actúan como elementos confinantes y de transferencia de carga, produce una disminución de los espesores del orden de 2,5 cm, debido a que en esas zonas al aplicar una carga se produce una transmisión de esfuerzos de orden del 85% del total del esfuerzo que se produciría sobre un pavimento sin acotamientos.

En general los acotamientos deben construirse con un espesor mínimo de 15 cm (6") de espesor.

IX.3. PROBLEMAS RESUELTOS

PROBLEMA 1.

En las esquinas de una losa de 24 cm, con k = 4,3 kg/cm^3 se han medido deflexiones del orden de 0,75 mm bajo una carga de eje sencillo de 8,2 ton, y de 1,3 mm bajo un eje doble de 16 ton de peso. Si se pronostican 7,3 x 10^6 pasadas, calcular el porcentaje de daño producido por erosión, por cada uno de los ejes.

a. Caso del eje sencillo de 8,2 ton

h = 9,5 pulgadas
k = 155 lb/pulg³
w = 0,03 pulgadas (para 8,2 ton)
w = 0,051 (eje doble de 16 ton)

$p = k.w$ = 155 x 0,03 pulgadas = 4,65 lb/ pulg^2

Utilizando la ecuación: $$P = \frac{268{,}7 \cdot p^2}{hk^{0{,}73}}$$

$$P = \frac{268{,}7 \cdot (4{,}65)^2}{9{,}5 \cdot (155)^{0{,}73}} = 15{,}4$$

Suponiendo $C_1 = 1{,}0$ y aplicando la ecuación: Log $N = 14{,}524 - 6{,}777\ [C1\ P - 9{,}0]^{0{,}103}$

Log $N = 14{,}524 - 6{,}77\ (15{,}4 - 9)^{0{,}103} = 6{,}319$

$N = 2{,}12 \times 10^6$ repeticiones permisibles

Utilizando $C_2 = 0{,}06$ para la ecuación correspondiente al porcentaje de erosión:

$$\%\ \text{daño por erosión} = \sum \frac{C_2 \cdot n_1}{N_1} < 100\%$$

$$\%\ \text{de daño por erosión} = \frac{100 \cdot 0{,}06 \cdot 7{,}3 \cdot 10^6}{2{,}12 \cdot 10^6} = 20{,}66\ \%$$

b. Ejes dobles

$P = k.w = 155 \times 0{,}051$ pulg $= 7{,}905$ lb/ pulg^2

$P = 268{,}7(7{,}905)^2 / [9{,}5\ (155)^{0{,}73}] = 44{,}5$

Log $N = 14{,}524 - 6{,}77\ (44{,}5 - 9)^{0{,}103} = 4{,}746$

$N = 5{,}6 \times 10^4$ repeticiones permisibles

% de daño por erosión $= 100 \times 0{,}06 \times 7{,}3 \times 10^6 / (5{,}6 \times 10^4) = 782\ \%$ (No pasa)

PROBLEMA 2.

Dimensionar un pavimento rígido sobre la base de la siguiente información:

Autopista de 4 carriles (en zona rural)
Periodo de diseño = 20 años
T.P.D.A. = 11.340
Tasa de crecimiento anual = 4 % → FC = 1, 50 (Tabla IX.3.)
Tránsito Pesado Promedio Diario TPPD = 21 % del T.P.D.A.

Cálculo del Tránsito

T.P.D.A. de diseño = 11.340 x 1,5 = 17.010 (8.505 en una dirección)
T.P.P.D. = (Tránsito Pesado Promedio Diario) = 17.010 X 0,21 = 3.572 (1786 en una dirección)

Ingresando el valor del tránsito total en una dirección de 8505 a la figura IX.1. (IX.1.1.3), se obtiene el factor de distribución por carril de 0,83, que significa que el 83% del tránsito circula por el carril de baja. Por lo cual para un periodo de diseño de 20 años, habrá un tránsito pesado total en una dirección de:

1786 x 0,83 x 365 x 20 = 10.821.374 camiones pesados

TABLA IX.13. Distribución De Tránsito Para Datos De Ejes Cargados Del Ejemplo

Carga por eje (ton) (1)	Ejes por cada 1000 camiones (2)	Ejes por cada 1000 camiones (corregido) (3)	Ejes en el periodo de diseño (4)
Ejes Sencillos			
< 5	202,12	962,47	10415220
5 – 6	25,45	121,17	1311220
6 – 7	20,28	96,58	1045193
7 – 8	17,35	82,63	894123
8 – 9	18,5	88,17	953540
9 – 10	17,85	85,04	920260
10- 11	4,14	19,70	213225
11 – 12	25,56	102,68	1111210
12 – 13	15,4	73,32	793410
13 – 14	11,8	56,21	608309
14 – 15	3,08	14,70	159123
15 – 16	1,04	4,96	53690

Carga por eje (ton) (1)	Ejes por cada 1000 camiones (2)	Ejes por cada 1000 camiones (corregido) (3)	Ejes en el periodo de diseño (4)
Ejes Dobles			
< 11	6,22	29,61	320420
11 – 12	0,21	1,037	11220
12 – 13	0, 462	2,20	23845
13 – 14	0,735	3,50	37896
14 – 15	0,80	3,80	41114
15 – 16	1,33	6,32	68414
16 – 17	1,27	6,05	65420
17 – 18	1,60	7,63	82568
18 – 19	1,22	5,80	62860
19 – 20	1,40	6,70	72413
20 – 21	1,27	6,05	65420
21 – 22	1,19	5,68	61413
22 – 23	1,54	7,34	79420
23 – 24	0,802	3,82	41320
24 – 25	0,30	1,42	15420
25 – 26	0,235	1,12	12113

Fuente: Guía para el Diseño y la Construcción de Pavimentos Rígidos. Ing. Aurelio Salazar Rodríguez, 1998.

La tabla ha sido elaborada para 11340 camiones, de los cuales 8959 (79% del total) son vehículos de dos ejes de cuatro llantas, como este porcentaje es ligero el método lo descarta. La Columna 3 es la columna 2 corregida tomando en cuenta el tránsito ligero, es igual a Col.2/[1- (79/100)]. La columna 4 es la columna 3 multiplicada por el número de camiones pesados en el periodo de diseño dividida 1000. En el caso del ejemplo, para el periodo y el carril de diseño en una sola dirección, el número de camiones es de 10.821.374.

PROYECTO DE PAVIMENTO RÍGIDO

Tabla IX.14. PLANILLA DE CÁLCULO PARA DISEÑO DE PAVIMENTO RÍGIDO MÉTODO PCA

PROYECTO: 2 carriles camino secundario			Juntas con pasajuntas:: Si No			
Espesor propuesto: 26 cm			Acotamientos de concreto Si No			
Sub-base- subrasante K = 10 kg/cm²			Existe sub-base Si No			
Módulo de Ruptura MR = 48 kg/cm²			Periodo de diseño = 20 años			
Factor de seguridad por carga LSF = 1,2			(8)/MR	(8) Esfuerzo equivalente = 10,8		
Sub-base granular de 10 cm (4")				(9) Factor de proporción de esfuerzos = 0,225		
				(10) Factor de erosión = 2,46		
Carga por eje (Ton) (1)	Corregido por LSF (1)*LFS (2)	Repeticiones esperadas (3)	Análisis por Fatiga		Análisis por Erosión	
			Repeticiones permisibles (4)	Porcentaje de fatiga (5)	Repeticiones permisibles (6)	Porcentaje de daño (7)
Ejes sencillos						
< 5	6,0	10415220	+ 10000000		+ 1000000	
5 – 6	7,2	1311220	+ 10000000		+ 1000000	
6 – 7	8,4	1045193	+ 10000000		+ 1000000	
7 – 8	9,6	894123	+ 10000000		+ 1000000	
8 – 9	10,8	953540	+ 10000000		+ 1000000	
9 – 10	12,0	920260	+ 10000000		40080800	2,3
10- 11	13,2	213225	+ 10000000		16923800	7,2
11 – 12	14,4	1111210	+ 10000000		8773600	12,7
12 – 13	15,5	723410	+ 10000000		5269800	15,1
13 – 14	16,8	608309	+ 10000000		3287200	18,5
14 – 15	18,0	159123	4195600	3,8	2118400	7,5
15 – 16	19,2	53690	700400	7,7	1140440	3,8
(11) Esfuerzo equivalente = 9,4 (12) Factor de proporción = 0,196 (11)/ MR (13) Factor de erosión = 2,61						
Ejes dobles						
< 11	13,2	320420	+ 10000000		+ 1000000	
11 – 12	14,4	11220	+ 10000000		+ 1000000	
12 – 13	15,6	23845	+ 10000000		+ 1000000	
13 – 14	16,8	37896	+ 10000000		+ 1000000	
14 – 15	18,0	41114	+ 10000000		+ 1000000	
15 – 16	19,2	68414	+ 10000000		69269100	
16 – 17	20,4	65420	+ 10000000		36655700	
17 – 18	21,6	82568	+ 10000000		21640000	
18 – 19	22,8	62860	+ 10000000		13857400	
19 – 20	24,0	72413	+ 10000000		9396600	
20 – 21	25,2	65420	+ 10000000		6886900	
21 – 22	26,4	61413	+ 10000000		5121000	
22 – 23	27,6	79420	+ 10000000		3858500	
23 – 24	28,8	41320	+ 10000000		2942400	
24 – 25	30,0	15420	+ 10000000		2268800	
25 – 26	31,2	12113	+ 10000000		1767300	
		TOTAL		11,5	TOTAL	76,1

PROCESO DE CÁLCULO

1º Se ordenan los pesos por eje de la distribución vehicular, por miles de ejes comprendidos en el rango de una tonelada. Si a partir de un rango de carga el número de pasadas es ilimitado, no es necesario obtener el porcentaje de daño en las columnas 5 y 7.

2º En la columna 2 se registran los pesos por eje corregidos por el factor de seguridad FS, considerando el mayor valor del rango.

3º Las repeticiones esperadas para cada rango de carga ya fueron obtenidas en la Tabla IX.8, por lo cual únicamente se copian en la columna 3.

4º Las repeticiones permisibles se obtienen utilizando la figura IX.2., con una proporción de esfuerzo de 10,8/48 kg/cm² = 0,225 para ejes sencillos, y para ejes dobles con una proporción de 9,4/48 kg/cm² = 0,196, considerando, además, el peso registrado en la segunda columna. Estos valores se anotan en la columna 4.

5º Los porcentajes de fatiga de la columna 5 se obtienen dividiendo los valores de la columna 3 entre los valores de la columna 4, multiplicando los resultados obtenidos por 100. Al final se suman los valores los daños parciales y se anotan al pie de la columna.

6º Las repeticiones permisibles por erosión de la columna 6, se obtienen utilizando la figura IX.3., al que se ingresa con los factores de erosión de la Tabla IX.4. (2,46 para ejes sencillos y 2,61 para ejes dobles).

7º Los porcentajes de erosión de la columna 7 se obtienen dividiendo los valores de la columna 3 entre los valores de la columna 6 y multiplicando los resultados obtenidos por 100. Al igual que en el análisis por fatiga, se suman los porcentajes de los daños parciales y se anotan al pie de la columna.

De acuerdo a los resultados obtenidos, el espesor asumido para las losas de hormigón, resulta adecuado y prevalece el criterio de erosión. En general el tráfico pesado ha de estar regido por este criterio, mientras que para el tráfico liviano, normalmente, el diseño estará controlado por el criterio de fatiga.

IX.4. PROBLEMAS PROPUESTOS

PROBLEMA 1.

En las esquinas de una losa de 20 cm, con k = 3,5 kg/cm^3 se han medido deflexiones del orden de 0,50 mm bajo una carga de eje sencillo de 8,2 ton, y de 1,1 mm bajo un eje doble de 16 ton de peso. Si se pronostican 7,1 x 10^6 pasadas, calcular el porcentaje de daño producido por erosión, por cada uno de los ejes.

PROBLEMA 2.

Dimensionar un pavimento rígido sobre la base de la siguiente información:

Autopista de 2 carriles (en zona rural)
Periodo de diseño = 20 años
T.P.D.A. = 10.850
Tasa de crecimiento anual = 4 % → FC = 1,50 (Tabla IX.3.)
Tránsito Pesado Promedio Diario TPPD = 21 % del T.P.D.A.

EVALUACIÓN DE PAVIMENTOS

CAPITULO X

X. EVALUACIÓN DE PAVIMENTOS

X.1. INTRODUCCIÓN AL MÉTODO PCI

En el pasado, los pavimentos eran mantenidos pero no administrados. La experiencia de los ingenieros en pavimentos, tendían a dictar la selección de las técnicas de Mantenimiento y Rehabilitación (M&R), con poca consideración al costo-ciclo de vida o realizaban la comparación con requerimientos de otros pavimentos en la red vial. En la actual economía, en una infraestructura con pavimento antiguo, un mayor acceso sistemático es necesario para determinar las necesidades y las prioridades del M&R. Las redes del pavimento deben ahora ser administradas, no simplemente mantenidas.

Un Sistema de Administración de Pavimentos (Pavement Management System, PMS), consiste en un método para seleccionar las necesidades de Mantenimiento y Rehabilitación y determinar las prioridades y el tiempo óptimo para repararlo por predicción futura de la condición del pavimento.

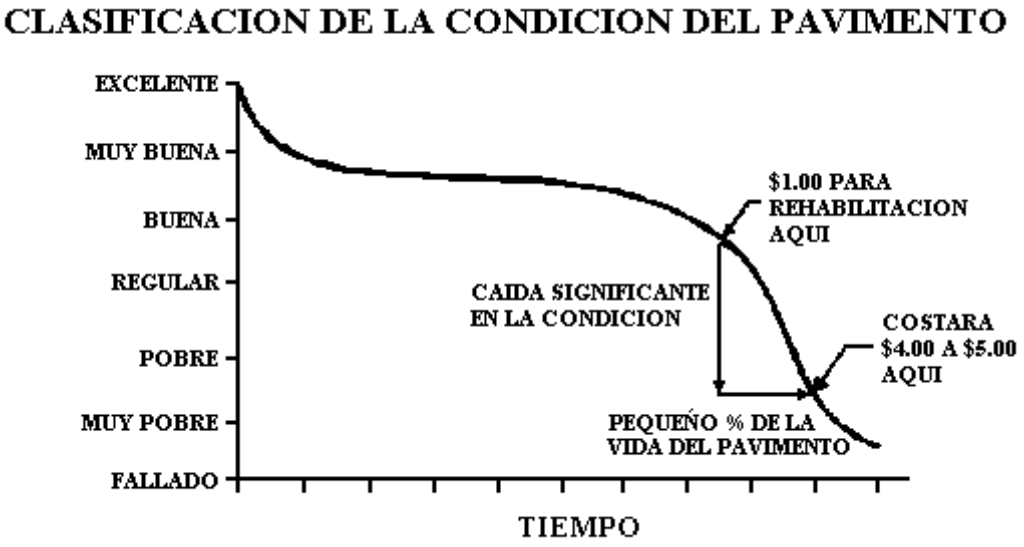


Figura X.1. Ilustración Conceptual del Ciclo de Vida de la Condición del Pavimento
Fuente: Pavement Management for Airports, Roads, and Parking Lots, M. Y. Shahin, 1994

Las consecuencias del tiempo de un pobre mantenimiento están ilustradas en la Figura X.1. Si el M&R es ejecutado durante las primeras fases de deterioración, antes de un marcado declive en la condición del pavimento, por encima del 50% de los costos de la reparación puede evitarse, además también pueden evitarse períodos largos de cierre del trafico y desvíos. Un PMS es una valiosa herramienta que alerta al administrador del pavimento del punto crítico por el ciclo de vida de un pavimento.

X.2. DEFINICIONES

En un Sistema de Administración de Pavimentos, lo primero que se debe definir es la red de Pavimento que se desea evaluar. Una vez que la red o redes estén identificadas se deben definir los "Tramos y Secciones". Un *Tramo* está dividido en una o más secciones uniformes para ejecutar las funciones de administración. Las *Secciones* se clasifican de acuerdo a su localización geográfica dentro de la red o de acuerdo a cualquier otro factor que se considere pertinente.

X.2.1. DEFINICIÓN DE TRAMO

Un Tramo es una parte fácilmente identificable de la red de Pavimento y cada tramo tiene características distintas. Por ejemplo, una calle individual o un lote de parqueo podría considerarse como un tramo separado dentro la red vial.

Cada tramo puede identificarse de dos maneras: (1) por descripción alfanumérica denominada "nombre del tramo" y (2) por un código alfanumérico llamado "número del tramo". Los nombres de las calles son usados típicamente como nombres de tramo.

El número del tramo es un código único que es usado para ayudar a guardar y recuperar los datos de la base de datos. En la selección el código, la revisión de códigos existentes en la agencia es recomendada para asegurar la compatibilidad. También, algunos informes pueden listar el número del tramo y no el nombre del tramo. Por esta razón,

abreviando el nombre del tramo como un número del tramo puede hacer el informe más fácil de leer. Por ejemplo, el nombre del tramo "Calle Verde" podría darse el número del tramo "VERDE"; semejantemente pista de aterrizaje 12-30 se daría el número "R1230".

X.2.2. DEFINICIÓN DE SECCIÓN

Porque los tramos son típicamente unidades grandes en la red de pavimento, esto hace que no siempre tengan las mismas características a lo largo de toda su área o longitud. Por esta razón es que los tramos son divididos en pequeños componentes denominadas "Secciones" para propósitos evaluativos. Una sección puede ser vista como una pequeña unidad administrativa cuando se considere la aplicación y la selección del tratamiento de Mantenimiento y Rehabilitación. Los factores que se consideran cuando se divide un tramo en secciones son: estructura del pavimento, tráfico, historia constructiva, categoría del pavimento (o clasificación funcional), facilidad de drenaje y hombreras, y su condición. A continuación se describe cada uno de los factores.

i) **Estructura del pavimento**.- Este es uno de los más importantes criterios de división de un tramo en secciones. La composición estructural (espesores y materiales), debe ser constante a lo largo de la sección entera.

Se puede desarrollar un programa del ensayo no-destructivo de deflexión de la red nivelada (NDT) para proporcionar información que respete la uniformidad estructural. La Figura X.2 muestra cómo se usaron los resultados de un NDT para dividir aproximadamente 1 milla de un tramo en dos secciones aunque la apariencia de la superficie era la misma.

ii) **Tráfico**.- El volumen y la intensidad de carga del tráfico deben ser consistentes en cada sección individual. Para los caminos y calles, la consideración primaria debe ser dada al tráfico de camiones. Una intersección se puede tratar como una sección separada si tiene mucho volumen de tráfico que circunda el pavimento.

Para dividir carreteras, es recomendable separar las secciones por cada dirección de tráfico (por carriles de ida y vuelta).

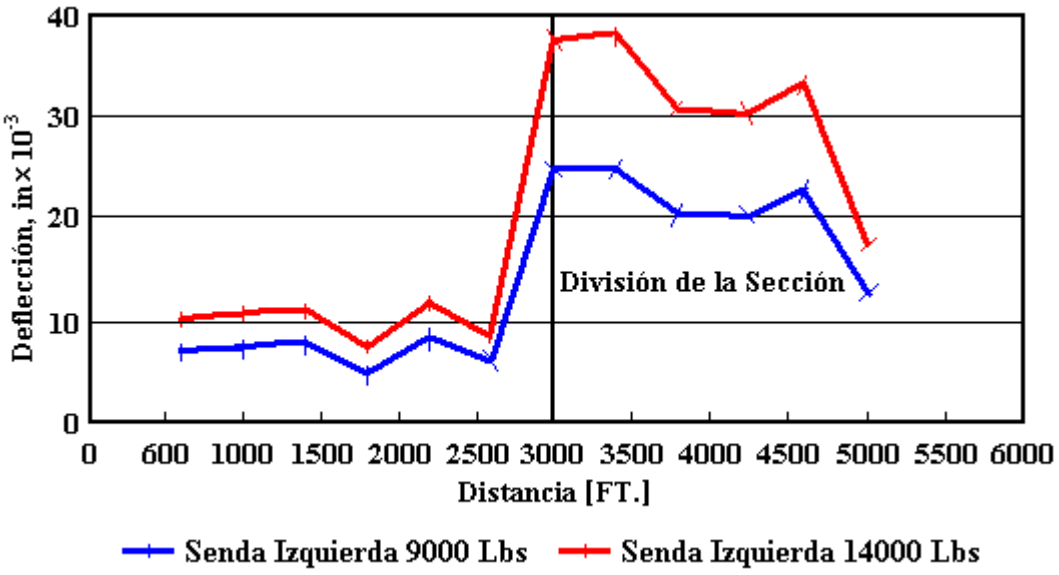


Figura X.2. Ejemplo del uso del ensayo no-destructivo de deflexión (NDT) para definir las secciones del pavimento.
Fuente: Pavement Management for Airports, Roads, and Parking Lots, M. Y. Shahin, 1994

iii) **Historia Constructiva**.- Todo pavimento con una sección dada, debería tener una historia constructiva consecuente. Los pavimentos construidos durante diferentes períodos de tiempo, por diferentes contratistas o usando diferentes materiales o técnicas, deberían considerarse como secciones separadas. Las áreas que han recibido reparaciones mayores como muchos reemplazos de losa o parches también deben ser divididas en las secciones separadas.

iv) **Categoría del Pavimento**.- Si la categoría (o clasificación funcional) cambia a lo largo de la longitud del "tramo", por ejemplo, de primaria a secundaria (o arterial a colectora), una división de sección debe generarse.

v) **Facilidad de Drenaje y Hombreras**.- Se recomienda que cada sección tenga las mismas características de aprovisionamiento de hombreras y el mismo grado de drenaje.

vi) **Condiciones**.- Después de que cada sección se inspecciona inicialmente, la condición del pavimento dentro de la sección podría usarse para subdividirla en otras secciones si existe una variación considerable en la condición. La condición es una variable importante porque refleja muchos de los factores discutidos previamente. Los cambios en los tipos de anomalías, cantidades, o causas deben tomarse en cuenta. La experiencia ha demostrado que una combinación de un índice de condición de anomalías y perfiles de un programa del ensayo no-destructivo de deflexión NDT guían a definiciones de la sección muy exitosas.

vii) **Otras Consideraciones**. Definir secciones muy cortas para asegurar la estructura común del pavimento requieren un esfuerzo de implementación más alto y costoso. Las secciones también pueden ser demasiado pequeñas para programar trabajos de M&R individuales productivamente. Si son demasiado grandes, las características pueden no ser homogéneas a lo largo del área entera. El resultado podría ser diseño y decisiones del presupuesto incorrectos.

El ejemplo de una red dividida en los tramos y secciones se muestra en la Figura X.3. Un tramo se denota por dos triángulos llenos, uno a cada fin del tramo. Una sección se denota por los triángulos abiertos.

Algunas veces es necesario marcar los puntos de principio y fin de cada sección en el propio pavimento. La pintura y discos de latón encajados en los bordes son los ejemplos de los métodos usados para marcar los pavimentos. Estas señales, sin embargo, nunca deben ser el único método para la identificación de la sección porque cada técnica proporciona sólo una marca temporal.

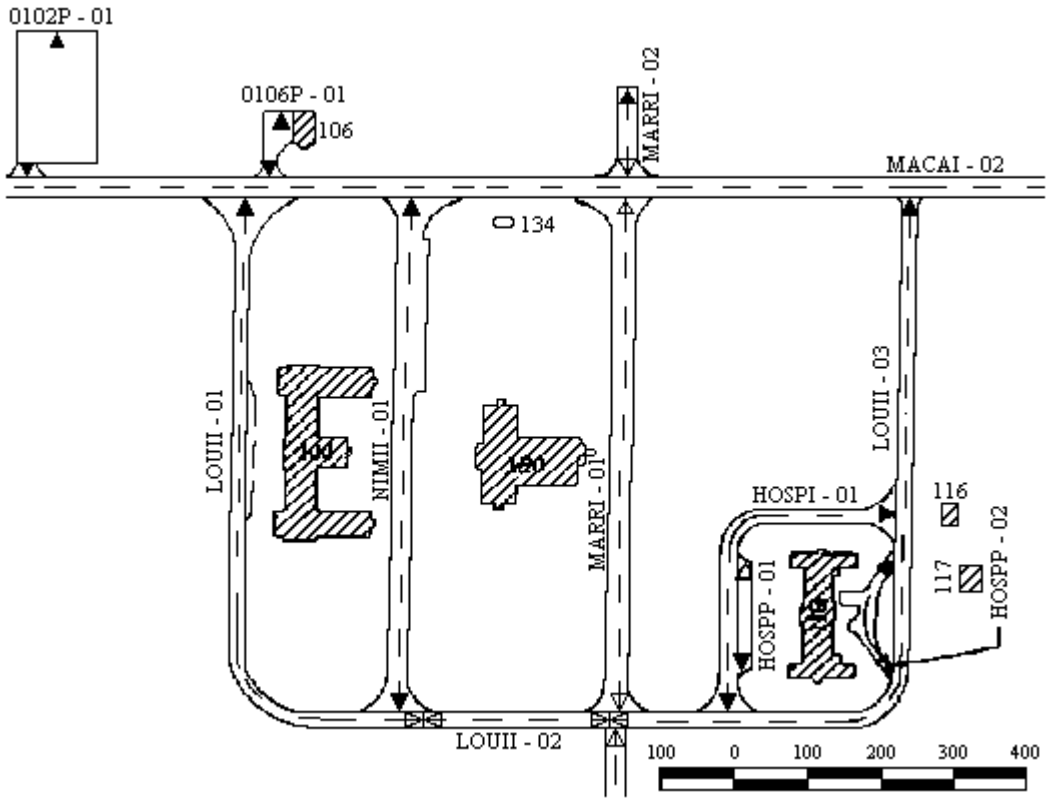


Figura X.3. Ejemplo de Identificación de Tramo y Sección.
Fuente: Pavement Management for Airports, Roads, and Parking Lots, M. Y. Shahin, 1994

X.2.3. DEFINICIÓN DEL PCI

El PCI es un índice numérico, que varia de 0 para pavimentos fallados, a 100 para pavimentos en perfectas condiciones. El cálculo del PCI está basado en los resultados de una inspección visual de la superficie en la cual el tipo de anomalía, severidad y cantidad son identificados. El PCI fue desarrollado para proporcionar un índice de la integridad estructural del pavimento y condición operacional de la superficie. La información de anomalías obtenida como la parte del estudio de la condición de PCI proporciona una visión de las causas de anomalía, y si es relativo a la carga o al clima.

El grado de deterioración del pavimento es una función del tipo de anomalía, severidad de anomalía, y cantidad o densidad de anomalía. Debido al número grande de condiciones posibles, producir un índice que tendría en cuenta los tres factores era un

problema considerable. Para superar este problema, "los valores deducidos" se introdujeron como un tipo de factor clave para indicar el grado de efecto que cada combinación de tipo de anomalía, nivel de severidad y la densidad de anomalía tiene la condición del pavimento.

Para determinar el PCI de una sección de pavimento, primero se divide la sección en unidades de inspección, llamadas "Unidades de Prueba".

X.3. DIVISIÓN DEL PAVIMENTO EN UNIDADES DE PRUEBA

Una unidad de prueba es convenientemente definida como una porción de una sección de pavimento designada solo con los propósitos de la inspección del pavimento. Para caminos sin pavimento y para caminos recubiertos de asfalto (incluidos asfalto sobre concreto), una unidad de prueba está definida como un área de 2500 ± 1000 pies^2 (232 ± 93 m^2).

Para los caminos de concreto con las juntas cada ≤ 25 pies, el tamaño de unidad de prueba recomendado es de 20 ± 8 losas. Para las losas con las juntas cada > 25 pies, las juntas imaginarias ≤ 25 pies, y en perfecta condición, debe ser asumida. Por ejemplo, si las losas tienen juntas cada 60 pies, juntas imaginarias son asumidas cada 20 pies. Así, cada losa equivaldría a tres losas con el propósito de la inspección del pavimento.

La Fig. X.4 muestra un ejemplo de red de camino, dividido en las unidades de prueba.

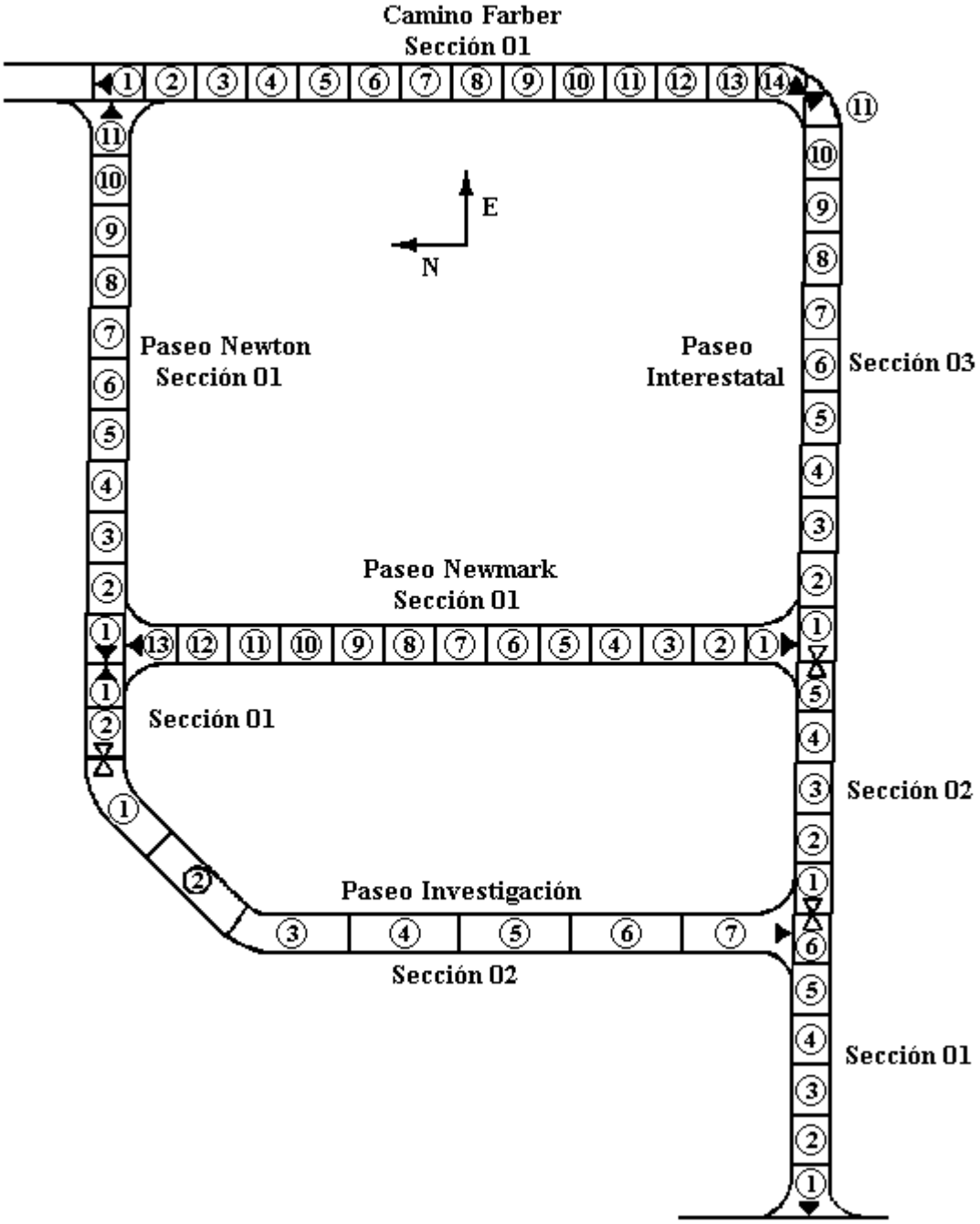


Figura X.4. Ejemplo de una red de camino dividida en unidades de prueba.
Fuente: Pavement Management for Airports, Roads, and Parking Lots, M. Y. Shahin, 1994

Una importante consideración en la división de una "sección de pavimento" en "unidades de prueba" es la conveniencia. Por ejemplo, una sección de pavimento de asfalto de 22 pies de ancho por 4720 pies de largo (Fig. X.5.), se puede dividir en 46 unidades de prueba de 22 pies de ancho por 100 pies de largo para un tamaño de unidad de prueba de 2200 pies² y la última de 22 pies por 120 pies, o 2640 pies².

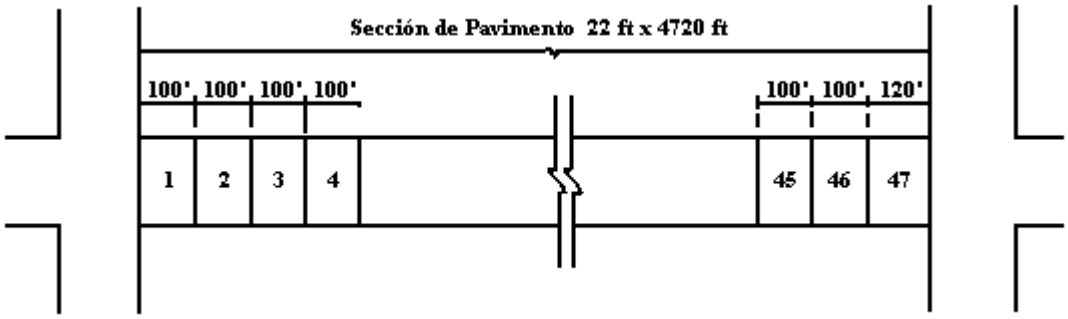


Figura X.5. Ejemplo de una sección de pavimento dividida en unidades de prueba.
Fuente: Pavement Management for Airports, Roads, and Parking Lots, M. Y. Shahin, 1994

X.4. DETERMINACIÓN DE UNIDADES DE PRUEBA A SER INSPECCIONADAS

La inspección de todas las unidades de prueba en una sección de pavimento puede requerir considerable esfuerzo, especialmente si la sección es grande. Para limitar la cantidad de recursos requeridos para la inspección, se ha desarrollado una aproximación razonable del PCI, estimando por inspección solo un número limitado de unidades de prueba. Es así que tenemos dos métodos de inspección:

- a nivel de Proyecto de Evaluación
- a nivel de Red Vial.

Si el objetivo es tomar decisiones de nivel de red como la planificación del presupuesto, entonces un estudio de un número limitado de unidades de prueba por la sección es

suficiente. Si el objetivo es evaluar las secciones específicas del pavimento al nivel de proyecto, entonces puede ser requerido un grado más alto de muestreo para una sección.

X.4.1. INSPECCIÓN A NIVEL DE PROYECTO DE EVALUACIÓN

X.4.1.1. DETERMINACIÓN DEL NÚMERO DE UNIDADES DE PRUEBA A SER INSPECCIONADOS

El primer paso en la evaluación es determinar el número mínimo de unidades de prueba (*n*) que serán evaluadas para obtener una adecuada estimación del PCI de la sección. Este número es determinado para una evaluación de nivel de proyecto usando las curvas mostradas en la Fig. X.6. Usando este número, se obtendrá una estimación razonable del PCI verdadero de la sección. El 95% de los casos, el valor estimado está dentro de ±5 puntos del PCI verdadero. Las curvas en la Fig. X.6 se construyeron usando la Ecuación X.1:

$$n = \frac{N \cdot s^2}{\left(\frac{e^2}{4}\right) \cdot (N-1) + s^2} \qquad \text{(X.1)}$$

donde:

N = número total de unidades de prueba en la sección de pavimento

e = error permitido en la estimación de la sección PCI (*e* = 5)

s = desviación estándar del PCI entre las unidades de prueba en la sección

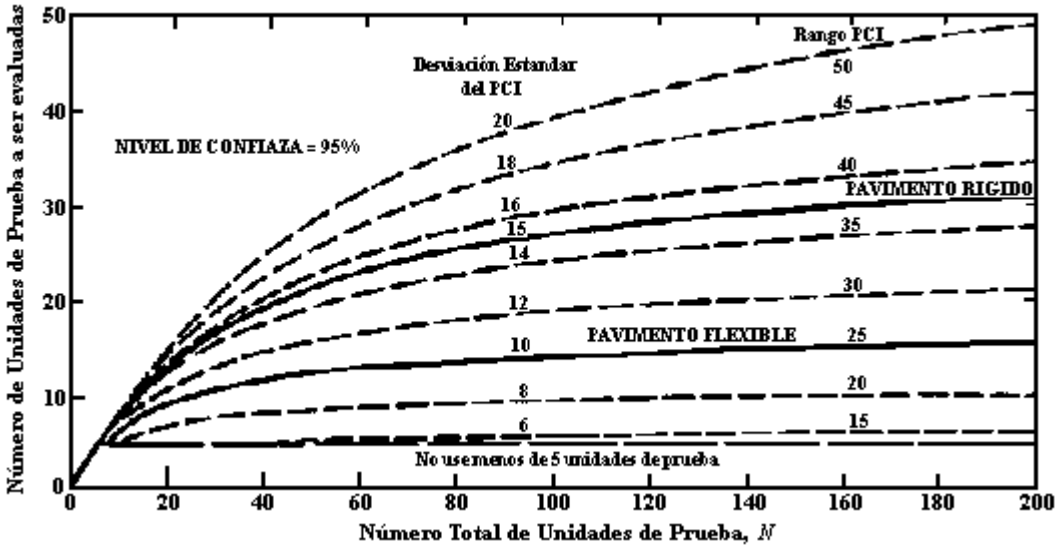


Figura X.6. Selección del Número Mínimo de Unidades de Prueba.
Fuente: Pavement Management for Airports, Roads, and Parking Lots, M. Y. Shahin, 1994

Las curvas en la Figura X.6 pueden usarse basadas en la desviación estándar de PCI entre las unidades de prueba, o rango de PCI (es decir, el PCI de la unidad de prueba más baja se dedujo del PCI de la unidad de prueba más alta). Al realizar la inspección inicial, la desviación estándar del PCI para una sección del pavimento se asume como 10 para pavimentos superficiales de concreto asfáltico (AC) (o rango de PCI de 25) y 15 para pavimentos superficiales de concreto de cemento Portland (PCC) (o rango de PCI de 35). Estos valores están basados en datos de campo obtenidos de muchos estudios; sin embargo, si la experiencia local es diferente, los promedios de las desviaciones estándar que reflejan las condiciones locales deben usarse para la inspección inicial. Para las inspecciones subsecuentes, la desviación estándar del PCI real o rango (determinado de la inspección anterior) debe usarse para determinar el número mínimo de unidades de prueba a ser inspeccionada. Como la Figura X.6 muestra, cuando el número total de pruebas dentro de una sección es menos de cinco, se recomienda que todas las unidades de prueba se inspeccionen.

X.4.1.2. SELECCIÓN DE UNIDADES DE PRUEBA PARA INSPECCIONAR

Es recomendable que las unidades de prueba a ser inspeccionadas estén espaciadas a iguales intervalos a lo largo de la sección; y que el primero sea elegido de forma aleatoria. Esta técnica, conocida como el "Sistema Aleatorio", se ilustra en la figura X.7 y consiste en los siguientes tres pasos:

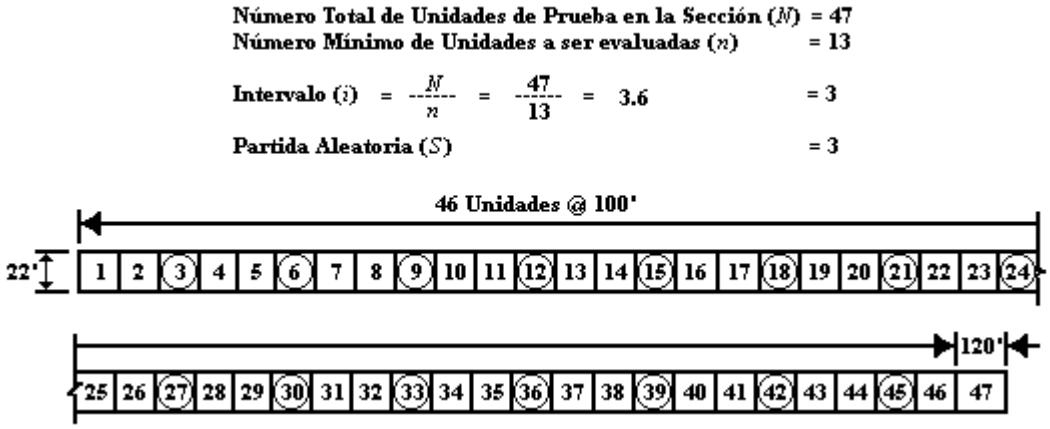

Número Total de Unidades de Prueba en la Sección (N) = 47
Número Mínimo de Unidades a ser evaluadas (n) = 13
Intervalo (i) = N/n = 47/13 = 3.6 = 3
Partida Aleatoria (S) = 3
46 Unidades @ 100'
22'
1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 13 14 15 16 17 18 19 20 21 22 23 24
120'
25 26 27 28 29 30 31 32 33 34 35 36 37 38 39 40 41 42 43 44 45 46 47

Figura X.7. Ejemplo de Muestreo Sistemático Aleatorio.
Fuente: Pavement Management for Airports, Roads, and Parking Lots, M. Y. Shahin, 1994

1.- El intervalo de muestreo (i) es determinado por:

$$i = \frac{N}{n}$$

donde:

N = al número total de unidades de prueba disponibles

n = número mínimo de unidades de prueba a ser examinados

El intervalo de muestreo (i) es redondeado al número próximo menor (es decir, 3,6 es redondeado a 3).

2.- La(s) partida(s) aleatoria(s) se selecciona(n) de forma aleatoria, entre la primera unidad de prueba 1 y el intervalo de muestreo (i). Por ejemplo, si $i = 3$, las partidas aleatorias estarían entre 1 y 3.

3.- Las unidades de prueba a ser evaluadas se identifican como: s, $s + i$, $s + 2i$, etc. Si la partida seleccionada es 3, y el intervalo de muestreo es 3, entonces las unidades de prueba a ser evaluadas son 6, 9, 12, etc.

X.4.2. INSPECCIÓN A NIVEL DE RED VIAL

X.4.2.1. DETERMINACIÓN DEL NÚMERO DE UNIDADES DE PRUEBA A SER INSPECCIONADOS

Una evaluación a Nivel de Red Vial, puede ser realizada por solo evaluar algunas unidades de prueba por sección. La Tabla X.1 proporciona un ejemplo del criterio usado por las agencias para determinar el número de unidades de prueba a evaluar en nivel de red.

Tabla X.1. Ejemplo de Nivel de Red Vial: Criterio de muestreo.

#º de unidades de prueba en la sección (*N*)	**#º de unidades a ser inspeccionadas (*n*)**
1-5	1
6-10	2
11-15	3
16-40	4
> 40	10% (redondeo al inmediato superior)

Fuente: Pavement Management for Airports, Roads, and Parking Lots, M. Y. Shahin, 1994

Cuando $N > 40$, n será el 10% de N y se redondea al inmediato superior, así: si $N = 52$, $n = 6$ (redondeo de 5,2).

La Tabla X.2 difiere ligeramente de la Tabla X.1. Esta ha sido realizada en base a la Ecuación X.1 asumiendo una desviación estándar, *s*, igual al error aceptable, *e*, de 5. No hay ninguna base científica para esta asunción, pero provee una base consistente para seleccionar el número de unidades a evaluar para las secciones del tamaño diferentes. El criterio en el resultado de la Tabla X.2 en un *n* más alto cuando *N* es < 5, considerando que el resultado en la Tabla X.1 en un *n* más alto cuando *N* es > 40 años.

Tabla X.2. Ejemplo de Nivel de Red Vial, basado en la ecuación X.1, $e = 5$ y $s = 5$

#º de unidades de prueba en la sección (*N*)	**#º de unidades a ser inspeccionadas (*n*)**
1	1
2-4	2
5-20	3
>20	4

Fuente: Pavement Management for Airports, Roads, and Parking Lots, M. Y. Shahin, 1994

Los valores en las Tablas X.1 y X.2 se proporcionan como ejemplos. El grado de muestreo presente en cualquier tabla es suficiente para desarrollar planes de trabajo de mantenimiento de nivel de red, fijando la condición del pavimento, e identificando secciones del candidato que puedan garantizar las inspecciones de nivel de proyecto detalladas.

X.4.2.2. SELECCIÓN DE UNIDADES DE PRUEBA PARA INSPECCIONAR

El objeto principal de este trabajo es el de estimar la condición de la Red obteniendo un índice promedio con el menor costo posible.

Con este criterio, muchas veces, se puede evaluar solo una unidad de prueba, la cual debe ser representativa de la sección. Para realizar esta selección se requiere que el inspector previamente recorra caminando o conduciendo lentamente a lo largo de toda la sección para que seleccione la unidad representativa.

Otra alternativa al previo recorrido a pie, es evaluar varias áreas más pequeñas igualmente espaciadas para que el área total inspeccionada sume igual al área del número deseado de las unidades de prueba a evaluar. Por ejemplo, se decidió inspeccionar una unidad de prueba de una sección de pavimento de asfalto de 25 pies de ancho por 400 pies de largo. En lugar de seleccionar una unidad de prueba representativa que es 25 pies de ancho por 100 pies de largo, uno puede inspeccionar cinco áreas más pequeñas igualmente espaciadas cada una de 25 pies de ancho por 20 pies de largo. Las áreas se espaciarán a 400/5 o 80 pies. La primera área se seleccionará dentro de los primeros 80 pies de la sección. Esto eliminará la necesidad del previo recorrido a pie de la sección y puede ser más representativo de la sección. Esta alternativa es más aplicable para los caminos urbanos. En caminos rurales dónde las secciones son largas, es conveniente conducir y parar a evaluar una unidad de prueba llena.

X.4.3. CONSIDERACIONES ESPECIALES

X.4.3.1. INSPECCIÓN EN CAMINOS

Para caminos, la dificultad se presenta cuando quiere realizar una evaluación a Nivel Proyecto, debido a la gran cantidad de muestras a ser evaluadas. De un 10% a 25% de muestras, como se presentan en las Tablas X.1 y X.2, son normalmente suficientes en una evaluación a Nivel Red Vial.

X.4.3.2. SELECCIÓN ADICIONAL DE UNIDADES DE PRUEBA

Una de las mayores desventajas del sistema aleatorio a nivel de proyecto es cuando encontramos unidades de prueba en condiciones excepcionalmente malas, estas no deben ser necesariamente incluidas en la evaluación, (es decir, cruces de vías férreas).

Para superar estas desventajas, el inspector debe identificar cualquier unidad de prueba rara y inspeccionarlas como las unidades "adicionales" en lugar de unidades aleatorias o representativas. Cuando las unidades de prueba adicionales son incluidas en la evaluación, el cálculo del PCI de la Sección se altera ligeramente para prevenir extrapolación de las condiciones raras por la sección entera. Este procedimiento se discute en más detalle en la Sección de Cálculo del PCI de una Unidad de Prueba.

X.5. EJECUTANDO LA EVALUACIÓN DE CONDICIONES

La evaluación de condiciones de todo asfaltado, superficies imprimadas, y asfaltado sobre pavimento de concreto, envuelve lo siguiente:

Los procedimientos usados para realizar un estudio de la condición del PCI varia dependiendo del tipo de la superficie del pavimento a evaluarse. Para todos los tipos de superficie, la sección del pavimento debe ser primero dividida en las unidades de prueba y ser seleccionada como se describió en la sección anterior.

Los procedimientos de la evaluación para las superficies de pavimentos de asfalto y de hormigón se describen a continuación. Las hojas de estudio de condición en campo en blanco se encuentran en el Anexo II-A. Las definiciones de anomalías se encuentran en los Anexos II-B y II-C.

X.5.1. EQUIPO

Los inspectores necesitan un odómetro de mano para medir las longitudes y áreas con anomalías, una navaja, una regla para medir la profundidad de las depresiones, y un manual de anomalías PCI[1].

[1] Ver Anexo II: “Manual de Anomalías PCI”.

X.5.2. PROCEDIMIENTO

Una unidad de prueba es inspeccionada por medición del tipo de anomalía y la severidad de acuerdo al manual PCI, y se anotan los datos en una hoja de Registro de Evaluación de Condiciones. Las definiciones que se encuentran en el *Anexo II-B: "Definiciones de Anomalías y Curvas de Valores Deducidos en Caminos de Concreto Asfáltico" y en el Anexo II-C: "Definiciones de Anomalías y Curvas de Valores Deducidos en Caminos de Concreto de Cemento Portland"*, se deben seguir cerradamente cuando se está ejecutando una evaluación PCI. Una hoja de registro de datos es usada para cada unidad de prueba. Todas las anomalías son usadas para computar el PCI de una unidad de prueba.

X.6. CÁLCULO DEL PCI DE UNA UNIDAD DE PRUEBA

Cuando la evaluación de condiciones se ha completado para cada unidad de prueba elegida, los resultados son usados para hallar el PCI. El cálculo del PCI está basado en valores deducidos indicados para cada anomalía. El cálculo de PCI está basado en los factores deducidos de los valores de peso que de 0 a 100 indican el impacto que cada anomalía tiene en la condición del pavimento. Un valor deducido de 0 indica que un anomalía no tiene efecto en el rendimiento del pavimento; de esa manera, un valor de 100 indica un anomalía sumamente serio.

A continuación se realiza una descripción de cada paso.

Paso 1: Determinación de los valores deducidos

1.a.- Sumar los totales para cada tipo de anomalía en cada nivel de severidad, y registrarlas bajo la columna "Total" en el formulario de evaluación. Las cantidades de la anomalía pueden ser medidas en ft^2 (m^2), ft (m), o cualquier otra unidad de medida, dependiendo el tipo de anomalía.

1.b.- Dividir la cantidad de cada tipo de anomalía en cada nivel de severidad por el área total de la unidad de prueba, entonces multiplicar por 100 para obtener el porcentaje la densidad por unidad de prueba para cada tipo de anomalía y severidad.

1.c.- Determinar el "Valor Deducido" para cada tipo de anomalía y nivel de severidad de la curva de valores deducidos. La Figura X.8 es un ejemplo de la Curva con Valor Deducido de la anomalía del tipo Asfalto 1, "Piel de Cocodrilo**",** para los pavimentos de caminos. Las curvas con valores deducidos para todas las anomalías se proporciona en el *Anexo II-B y Anexo II-C.*

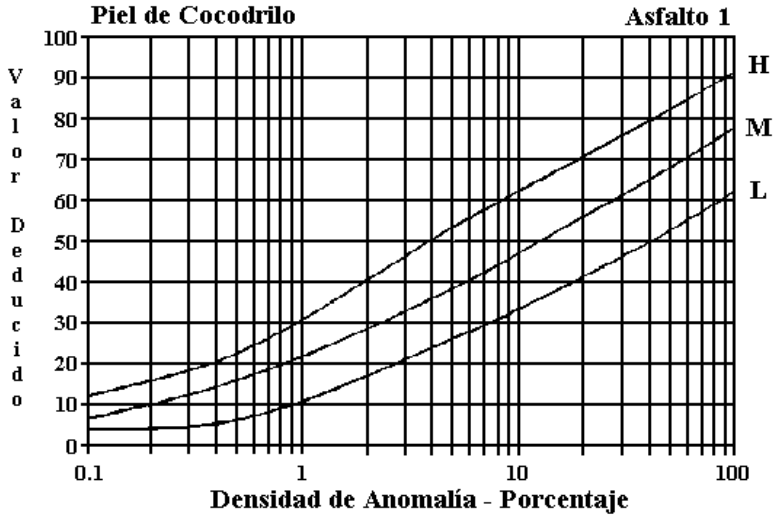


Figura X.8. Curva Deducida de Pavimento AC para Anomalía de Piel de Cocodrilo.
Fuente: Pavement Management for Airports, Roads, and Parking Lots, M.Y. Shahin, 1994

Paso 2: Determinación del número máximo aceptable de deducción (*m*).

2.a.- Si sólo un valor deducido (o ninguno) es >2, el valor total deducido se usa en lugar del valor máximo de CDV en el paso 4; de otra forma, los pasos 2b y 2c deben seguirse.

2.b.- Enlistar los "Valores Deducidos Individuales" en orden descendiente.

2.c.- Determinar el "Número Aceptable de Deducciones", *m*, usando la siguiente ecuación (3.2):

$$m_i = 1 + \frac{9}{98} \cdot (100 - HDV_i) \qquad (3\text{-}2)$$

donde:

m_i : número aceptable de deducciones, incluyendo fracciones, para la unidad de prueba *i*.

HDV_i : valor deducido individual más alto para la unidad de prueba *i*.

2.d.- El número de valores deducidos individuales es reducido a *m*, incluyendo la parte fraccionada. Si menos que *m* valores deducidos están disponibles, entonces todos los valores deducidos son usados.

Paso 3: Determinación del Valor Deducido Máximo Compensado (CDV).

El CDV máximo es determinado de forma iterativa, como sigue:

3.a.- Determinar el número de deducciones con un valor >2, que será igual a "*q*".

3.b.- Determinar el "Valor Deducido Total", sumando todos los valores deducidos individuales.

3.c.- Determinar el Valor Deducido Corregido (CDV) de "*q*" y el valor total deducido por observación de la curva de corrección apropiada. La figura X.9. muestra la curva de corrección para pavimentos de caminos de concreto asfáltico (AC).

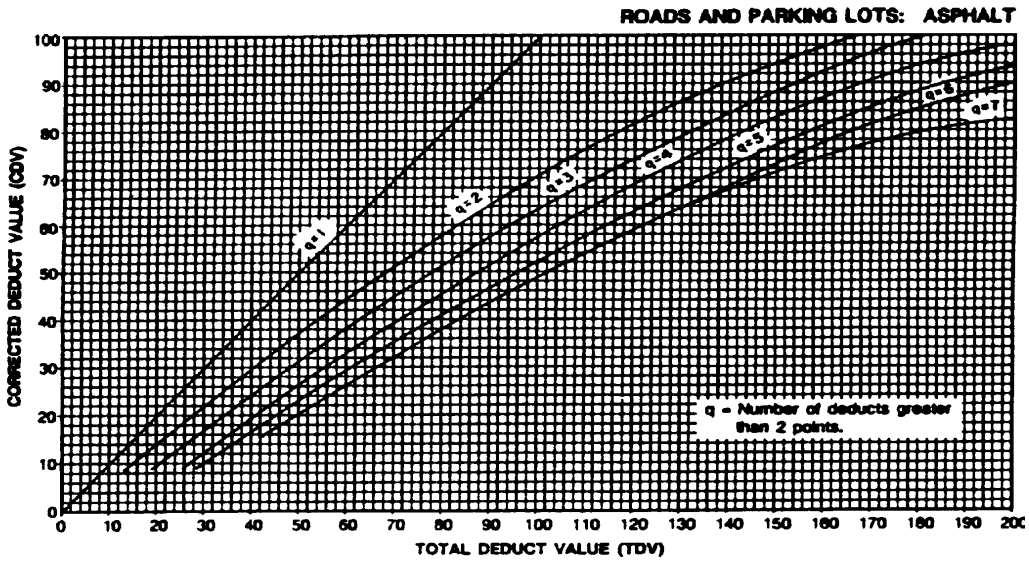


Figura X.9. Curvas de Corrección para Pavimentos de Caminos de Concreto Asfáltico.
Fuente: Pavement Management for Airports, Roads, and Parking Lots, M.Y. Shahin, 1994

3.d.- Para caminos, reducir hasta 2 el valor deducido individual, comenzando por el más pequeño que sea > 2, hasta un valor menor al valor deducido máximo. Repetir estos pasos 3.a, 3.b, 3.c; hasta $q = 1$.

3.e.- El máximo CDV es el valor más grande de CDV's determinados.

Paso 4: Cálculo del PCI

El PCI se calcula sustrayendo de 100 el valor máximo de CDV.

X.7. CÁLCULO DEL PCI PARA UNA SECCIÓN

Si todas las unidades de prueba en la sección son evaluadas, el PCI de la sección es calculada como la media de los PCI's de todas las unidades de prueba.

Si todas las unidades de prueba evaluadas son seleccionadas usando en Sistema Aleatorio o en base al más representativo de la sección, el PCI de la sección es determinado por la media de los PCI's de la unidad de prueba inspeccionada.

Si alguna unidad de prueba adicional es inspeccionada, una media ponderada debe ser usada. La media ponderada es computada usando la siguiente ecuación:

$$PCI_s = \frac{(N - A) \cdot PCI_r + A \cdot PCI_a}{N} \qquad (3\text{-}3)$$

donde:

PCIs = PCI de la sección pavimentada
PCIr = PCI medio de las muestras aleatorias (o representativas)
PCIa = PCI medio de las muestras adicionales
N = número total de muestras en la sección
A = número total de muestras adicionales inspeccionadas

Por ejemplo, en una sección, 5 unidades de prueba aleatorias de 13 fueron inspeccionadas y se determinaron los *PCIs* de 56, 72, 65, 69 y 61, y se incluyeron dos unidades de prueba adicionales con *PCIs* de 42 y 39, el PCI de la sección sería:

PCIr = (56 + 72 + 65 + 69 + 61)/5 = 64,6

PCIa = (42 + 39)/2 = 40,5

PCIs = [(13 - 2)(64,6) + (2)(40,5)] /13 = 61

X.8. EJEMPLO DE EVALUACIÓN DE PAVIMENTOS POR EL MÉTODO PCI

Para realizar el ejemplo de evaluación de pavimentos se identifico lo siguiente:

- Red de Pavimento.- Sub distrito LAS CUADRAS.
- Tramo .- Calle SUCRE
- Secciones :
    - Sección 01.- comprendida entre Av. Oquendo y Calle Isidoro Belzu.
    - Sección 02.- comprendida entre las Calles Isidoro Belzu y Carlos Muller.

La sección que se evaluara para hallar el PCI es la Sección 01.

División del la sección en unidades de prueba.

La sección 01 es una calle de Pavimento Flexible, consta de un carril de ida y otro de vuelta, el ancho es de 8 m y el largo es de 699 m .

Las unidades de prueba deberían tener un área de 232 ± 93 m^2 , como este es un ejemplo es conveniente asumir un área de menor dimensión, por tanto el área será de 64 m^2 (8 m de ancho por 8 m de largo).

$$699 \text{ m} / 8 \text{ m} = 87 \text{ unidades de prueba.}$$

La sección 01 estará formada de 86 unidades de prueba de 64 m^2 (8m * 8m) y 1 unidad de prueba de 88 m^2 (8 m * 11 m).

Determinación de las Unidades de Prueba a ser inspeccionadas.

La inspección se realizara a nivel de Proyecto de Evaluación.

Determinación del Número de Unidades de Prueba a ser inspeccionadas.

Primero determinamos el número mínimo de unidades de prueba (*n*).

$$n = \frac{N \cdot s^2}{\left(\frac{e^2}{4}\right) \cdot (N-1) + s^2}$$

donde:

N = número total de unidades de prueba en la sección de pavimento (N = 87)

e = error permitido en la estimación de la sección PCI (e = 5)

s = desviación estándar del PCI de las unidades de prueba en la sección (s = 10)

$$n = \frac{87 \cdot 10^2}{\left(\frac{5^2}{4}\right) \cdot (87-1) + 10^2} = 13{,}64$$

redondeando, tenemos $n = 14$

Selección de Unidades de Prueba para inspeccionar

Intervalo de muestreo (i)

$$i = \frac{N}{n} = \frac{87}{14}$$

$$i = 6{,}21$$

El intervalo de muestreo (i) es redondeado al número próximo menor $i = 6$

La unidad de prueba seleccionada como partida aleatoria es la 1.

Las unidades de prueba a ser evaluadas son: 1, 7,13, 19, 25, 31, 37, 43, 49, 55, 61, 67, 73, 79, 85 .

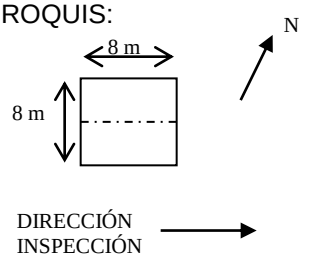
Cálculo del PCI de la Unidad de Prueba "1"

HOJA DE DATOS DE ESTUDIO DE LA CONDICIÓN DE CAMINOS Y ÁREAS DE PARQUEO DE SUPERFICIES DE ASFALTO PARA UNIDAD DE PRUEBA

TRAMO_ *SUCRE* _SECCIÓN_ *01* _ UNIDAD DE PRUEBA_ *1* _

INSPEC. POR_ *M y S* _FECHA_ *13/06/04* _ ÁREA DE PRUEBA (m^2)_ *64* _

CROQUIS:



1. Piel de Cocodrilo	8. Agrietamiento Reflejo de Juntas	15. Ruteo
2. Exudación o Sangrado	9. Caída Externa de Vía / Hombrera	16. Empellones
3. Agrietamiento en Bloque	10. Agrietamiento Long. y Trans.	17. Agrietamiento Media Luna
4. Bombeo y Hundimiento	11. Parchados	18. Protuberancia
5. Corrugación	12. Agregados Pulidos	19. Intemperismo
6. Depresiones	13. Baches	
7. Agrietamiento de Borde	14. Cruce de Ferrocarril	

ANOMALÍA SEVERIDAD	CANTIDAD								TOTAL	DENSIDAD %	VALOR DEDUCIDO
1 L	0,5*2	1*0,8							1,8	2,81	20
1 M	2*0,4	0,8*0,5							1,2	1,86	26
1 H	1*1,5	0,6*0,4							1,74	2,74	44
3 L	1,3*0,8								1,04	1,66	2
3 H	1,3*4								1,04	1,66	5
4 M	1								1	1,56	16
10 L	1	1,5	1,2	2					5,7	8,91	7
11 L	1,5*4								6	9,38	15
13 M	5								5	7,81	68

Paso 1: Determinación de los valores deducidos

Realizar la evaluación de condiciones para la unidad de prueba "1".

Por ejemplo para la anomalía del tipo "1 L" (Piel de Cocodrilo de severidad baja)

Total = 0,5*2 + 1*0,8 = 1,8

$$\text{Densidad} = \frac{1{,}8 * 100}{64} = 2{,}81$$

Valor Deducido = 20

Paso 2: Determinación del número máximo aceptable de deducciones

Enlistar los "valores deducidos individuales" en orden descenderte:

68, 44, 26, 20, 16, 15, 7, 5, 2

Determinar el Número Aceptable de Deducciones (*m*)

$$m = 1 + \frac{9}{98} \cdot (100 - HDV)$$

donde:

m: número aceptable de deducciones, incluyendo fracciones, para la unidad de prueba "1"

HDV: valor deducido individual más alto para la unidad de prueba "1" es (68)

$$m = 3{,}94$$

El número de valores deducidos es reducido a *m* y los números son 68, 44, 26 y el cuarto valor (20) es multiplicado por la parte decimal de *m* que es (0,94)

$$20 * 0{,}94 = 18{,}8$$

Paso 3: Determinación del Valor Deducido Máximo Compensado (CDV)

El CDV es determinado de forma iterativa, como sigue:

#	VALOR DEDUCIDO										Total	q	CDV
1	68	44	26	20	16	15	7	5	2				
1	68	44	26	18,8							156,8	4	86
2	68	44	26	2							140	3	84
3	68	44	2	2							116	2	80
4	68	2	2	2							74	1	74

Paso 4: Cálculo del PCI de la Unidad de Prueba "1"

El Valor Deducido Máximo Compensado (CDV_s) para la unidad de prueba "1" es 86 y este valor tiene que ser sustraído de 100 para calcular el PCI de dicha unidad de prueba.

$$PCI = 100 - 86$$

PCI de la Unidad de Prueba "1" = 14

Cálculo del PCI para la Sección 01

Los valores del PCI para las unidades de prueba 7,13, 19, 25, 31, 37, 43, 49, 55, 61, 67, 73, 79, 85 se encuentran en las hojas de cálculo que siguen a continuación.

Como todas las unidades de prueba fueron seleccionadas de forma aleatoria, el PCI de la sección 01 se determina por la media de los PCI´s de las unidades de prueba que fueron inspeccionadas.

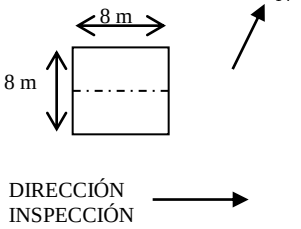
$$PCI = \frac{14+3+2+3+7+4+4+6+12+8+9+17+11+17+3}{15}$$

$$PCI = 8$$

El PCI el igual 8, por lo tanto podemos clasificar la condición del pavimento de la Sección 01 como Fallado.

HOJA DE DATOS DE ESTUDIO DE LA CONDICIÓN DE CAMINOS Y ÁREAS DE PARQUEO DE SUPERFICIES DE ASFALTO PARA UNIDAD DE PRUEBA

CROQUIS:



TRAMO *SUCRE* SECCIÓN *01* UNIDAD DE PRUEBA *7*

INSPEC. POR *M y S* FECHA *13/06/04* ÁREA DE PRUEBA (m^2) *64*

1. Piel de Cocodrilo
2. Exudación o Sangrado
3. Agrietamiento en Bloque
4. Bombeo y Hundimiento
5. Corrugación
6. Depresiones
7. Agrietamiento de Borde
8. Agrietamiento Reflejo de Juntas
9. Caída Externa de Vía / Hombrera
10. Agrietamiento Long. y Trans.
11. Parchados
12. Agregados Pulidos
13. Baches
14. Cruce de Ferrocarril
15. Ruteo
16. Empellones
17. Agrietamiento Media Luna
18. Protuberancia
19. Intemperismo

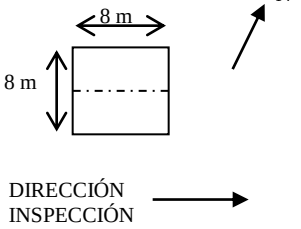
ANOMALÍA SEVERIDAD	CANTIDAD								TOTAL	DENSIDAD %	VALOR DEDUCIDO
1 L	1*1	1*1	0,3*2	0,3*1					2,9	4,53	25
1 M	2*2	2*0,4							4,8	7,5	43
1 H	1,5*0,6	1,5*0,8							2,1	3,28	47
3 L	2*2	1*0,8							4,8	7,5	7
3 H	1,5*4								6	9,38	29
4 H	2								2	3,13	23
10 L	0,3	2	1	1	2				6,3	9,84	8
10 M	4								4	6,25	13
11 L	1,5*4	2*4							14	21,88	23
13 L	4								4	6,25	48
13 M	4								4	6,25	74

#	VALOR DEDUCIDO										Total	q	CDV
1	74	48	47	43	29	25	23	23	13	8			
1	74	48	47	16,34							185,34	4	95,5
2	74	48	47	2							171	3	97
3	74	48	2	2							126	2	84
4	74	2	2	2							80	1	80

HDV = 74	m = 3,38	43 * 0,38
CDV_S = 97	PCI = 3	

HOJA DE DATOS DE ESTUDIO DE LA CONDICIÓN DE CAMINOS Y ÁREAS DE PARQUEO DE SUPERFICIES DE ASFALTO PARA UNIDAD DE PRUEBA

CROQUIS:



TRAMO *SUCRE* SECCIÓN *01* UNIDAD DE PRUEBA *13*

INSPEC. POR *M y S* FECHA *13/06/04* ÁREA DE PRUEBA (m^2) *64*

1. Piel de Cocodrilo
2. Exudación o Sangrado
3. Agrietamiento en Bloque
4. Bombeo y Hundimiento
5. Corrugación
6. Depresiones
7. Agrietamiento de Borde
8. Agrietamiento Reflejo de Juntas
9. Caída Externa de Vía / Hombrera
10. Agrietamiento Long. y Trans.
11. Parchados
12. Agregados Pulidos
13. Baches
14. Cruce de Ferrocarril
15. Ruteo
16. Empellones
17. Agrietamiento Media Luna
18. Protuberancia
19. Intemperismo

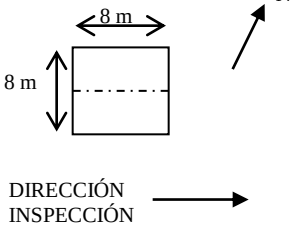
ANOMALÍA SEVERIDAD	CANTIDAD								TOTAL	DENSIDAD %	VALOR DEDUCIDO
1 L	1*1								1	1,56	14
1 M	1*2	0,8*0,8	1*0,8	3*0,8	1*1	1*4			10,84	16,94	54
3 L	1,5*4								6	9,38	9
3 H	3*3								9	14,06	35
10 L	1	2	1						4	6,25	5
10 M	2								2	3,13	8
11 L	1,4*4	0,3*4							6,8	10,66	16
11 H	2*1								2	3,13	30
13 L	3								3	4,68	43
13 M	4								4	6,25	74

#	VALOR DEDUCIDO										Total	q	CDV
1	74	54	43	35	30	16	14	9	8	5			
1	74	54	43	13,3							184,3	4	95
2	74	54	43	2							173	3	98
6	74	54	2	2							132	2	88
4	74	2	2	2							80	1	80

HDV = 74	m = 3,38	35 * 0,38
CDV_S = 98	PCI = 2	

HOJA DE DATOS DE ESTUDIO DE LA CONDICIÓN DE CAMINOS Y ÁREAS DE PARQUEO DE SUPERFICIES DE ASFALTO PARA UNIDAD DE PRUEBA

CROQUIS:



TRAMO *SUCRE* SECCIÓN *01* UNIDAD DE PRUEBA *19*

INSPEC. POR *M y S* FECHA *13/06/04* ÁREA DE PRUEBA (m^2) *64*

1. Piel de Cocodrilo
2. Exudación o Sangrado
3. Agrietamiento en Bloque
4. Bombeo y Hundimiento
5. Corrugación
6. Depresiones
7. Agrietamiento de Borde
8. Agrietamiento Reflejo de Juntas
9. Caída Externa de Vía / Hombrera
10. Agrietamiento Long. y Trans.
11. Parchados
12. Agregados Pulidos
13. Baches
14. Cruce de Ferrocarril
15. Ruteo
16. Empellones
17. Agrietamiento Media Luna
18. Protuberancia
19. Intemperismo

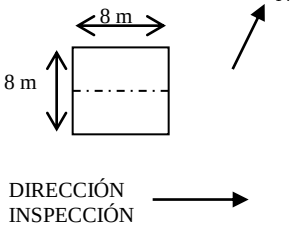
ANOMALÍA SEVERIDAD	CANTIDAD								TOTAL	DENSIDAD %	VALOR DEDUCIDO
1 L	0,5*3	2*0,8							3,1	4,84	26
1 M	0,3*1	0,8*1,5	2*1	2*1					5,5	8,59	45
3 M	2*1	2*2							6	9,38	16
3 H	3*4								12	18,75	40
4 M	1,3								1,3	2,03	18
10 L	2	1	0,8	1,5					5,3	8,28	7
11 L	1*4								4	6,25	12
13 L	4								4	6,25	48
13 M	1								1	1,56	37
13 H	1								1	1,56	60

#	VALOR DEDUCIDO										Total	q	CDV
1	60	48	45	40	37	26	18	16	12	7			
2	60	48	45	40	24,79						217	5	96
3	60	48	45	40	2						195	4	97
4	60	48	45	2	2						157	3	91
5	60	48	2	2	2						114	2	78
6	60	2	2	2	2						68	1	68

HDV = 60	m = 4,67	37 * 0,67
CDV_S = 97	PCI = 3	

HOJA DE DATOS DE ESTUDIO DE LA CONDICIÓN DE CAMINOS Y ÁREAS DE PARQUEO DE SUPERFICIES DE ASFALTO PARA UNIDAD DE PRUEBA

CROQUIS:



TRAMO *SUCRE* SECCIÓN *01* UNIDAD DE PRUEBA *25*

INSPEC. POR *M y S* FECHA *13/06/04* ÁREA DE PRUEBA (m^2) *64*

1. Piel de Cocodrilo
2. Exudación o Sangrado
3. Agrietamiento en Bloque
4. Bombeo y Hundimiento
5. Corrugación
6. Depresiones
7. Agrietamiento de Borde
8. Agrietamiento Reflejo de Juntas
9. Caída Externa de Vía / Hombrera
10. Agrietamiento Long. y Trans.
11. Parchados
12. Agregados Pulidos
13. Baches
14. Cruce de Ferrocarril
15. Ruteo
16. Empellones
17. Agrietamiento Media Luna
18. Protuberancia
19. Intemperismo

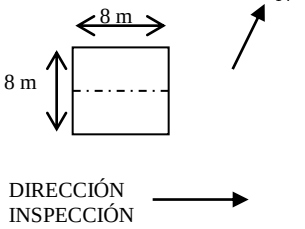
ANOMALÍA SEVERIDAD	CANTIDAD								TOTAL	DENSIDAD %	VALOR DEDUCIDO
1 M	0,3*2	2*1	2*3	2*1					10,6	16,56	52
1 H	0,5*1	1*0,3	1*1						1,8	2,81	45
3 L	2*1	1*2	2*2						8	12,5	9
4 L	1								1	1,56	4
10 L	1,5	1	1	1,5					5	7,81	6
10 M	2	1	2						5	7,81	15
11 M	2*2								4	6,25	25
13 L	5								2	3,13	36
13 M	1								1	1,56	38

#	VALOR DEDUCIDO										Total	q	CDV
1	52	45	38	36	25	15	9	6	4				
1	52	45	38	36	25	6,15					202,15	6	90
2	52	45	38	36	25	2					198	5	93
3	52	45	38	36	2	2					175	4	87
4	52	45	38	2	2	2					141	3	84
5	52	45	2	2	2	2					105	2	74
6	52	2	2	2	2	2					62	1	62

HDV = 52	m = 5,41	15 * 0,41
CDV_S = 93	PCI = 7	

HOJA DE DATOS DE ESTUDIO DE LA CONDICIÓN DE CAMINOS Y ÁREAS DE PARQUEO DE SUPERFICIES DE ASFALTO PARA UNIDAD DE PRUEBA

CROQUIS:



TRAMO *SUCRE* SECCIÓN *01* UNIDAD DE PRUEBA *31*

INSPEC. POR *M y S* FECHA *13/06/04* ÁREA DE PRUEBA (m^2) *64*

1. Piel de Cocodrilo
2. Exudación o Sangrado
3. Agrietamiento en Bloque
4. Bombeo y Hundimiento
5. Corrugación
6. Depresiones
7. Agrietamiento de Borde
8. Agrietamiento Reflejo de Juntas
9. Caída Externa de Vía / Hombrera
10. Agrietamiento Long. y Trans.
11. Parchados
12. Agregados Pulidos
13. Baches
14. Cruce de Ferrocarril
15. Ruteo
16. Empellones
17. Agrietamiento Media Luna
18. Protuberancia
19. Intemperismo

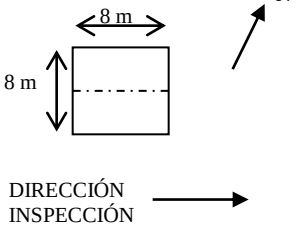
ANOMALÍA SEVERIDAD	CANTIDAD								TOTAL	DENSIDAD %	VALOR DEDUCIDO
1 M	1*1	0,3*0,8	1*1,8	0,5*2	0,2*1	2*2			8,24	12,86	47
1 H	1*0,8	0,8*1,5	0,5*0,8	0,5*0,3	0,5*0,8				2,95	4,01	50
3 L	1*1,2	2*1							3,2	5,0	5
3 M	1*2								2	3,13	9
10 L	0,8	1,3	1,3	0,8	1				5,2	8,13	6
10 M	1,5	2	2	1	1,5				8,0	12,5	20
13 L	2								2	3,13	36
13 M	2								2	3,13	55

#	VALOR DEDUCIDO										Total	q	CDV
1	55	50	47	36	20	9	6	5					
1	55	50	47	36	20	1,17					209,17	5	94
2	55	50	47	36	2	1,17					191,17	4	96
3	55	50	47	2	2	1,17					157,17	3	92
4	55	50	2	2	2	1,17					112,17	2	79
5	55	2	2	2	2	1,17					64,17	1	64,17

HDV = 55	m = 5,13	9 * 0,17
CDV_S = 96	PCI = 4	

HOJA DE DATOS DE ESTUDIO DE LA CONDICIÓN DE CAMINOS Y ÁREAS DE PARQUEO DE SUPERFICIES DE ASFALTO PARA UNIDAD DE PRUEBA

CROQUIS:



TRAMO *SUCRE* SECCIÓN *01* UNIDAD DE PRUEBA *37*

INSPEC. POR *M y S* FECHA *13/06/04* ÁREA DE PRUEBA (m^2) *64*

1. Piel de Cocodrilo
2. Exudación o Sangrado
3. Agrietamiento en Bloque
4. Bombeo y Hundimiento
5. Corrugación
6. Depresiones
7. Agrietamiento de Borde
8. Agrietamiento Reflejo de Juntas
9. Caída Externa de Vía / Hombrera
10. Agrietamiento Long. y Trans.
11. Parchados
12. Agregados Pulidos
13. Baches
14. Cruce de Ferrocarril
15. Ruteo
16. Empellones
17. Agrietamiento Media Luna
18. Protuberancia
19. Intemperismo

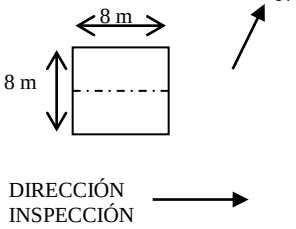
ANOMALÍA SEVERIDAD	CANTIDAD								TOTAL	DENSIDAD %	VALOR DEDUCIDO
1 L	0,3*0,3	1*1,5	1*1	0,5*0,5	1*0,8				2,64	4,13	24
1 M	0,8*1,5	1*1	1*1	0,5*0,5	1*1,5				4,95	7,73	43
1 H	2*1	1*1	0,3*0,5						3,15	4,92	53
3 L	2*1								2	3,13	3
10 L	0,8	1,5	0,4						2,7	4,22	3
10 M	1	1,5	1,5						5	7,81	16
13 M	5								5	7,81	79

#	VALOR DEDUCIDO										Total	q	CDV
1	79	53	43	24	16	3	3						
1	79	53	39,56								171,56	3	96
2	79	53	2								134	2	88
3	79	2	2								83	1	83

HDV = 79	m = 2,92	43 *0,92
CDV_S = 96	PCI = 4	

HOJA DE DATOS DE ESTUDIO DE LA CONDICIÓN DE CAMINOS Y ÁREAS DE PARQUEO DE SUPERFICIES DE ASFALTO PARA UNIDAD DE PRUEBA

CROQUIS:



TRAMO *SUCRE* SECCIÓN *01* UNIDAD DE PRUEBA *43*

INSPEC. POR *M y S* FECHA *13/06/04* ÁREA DE PRUEBA (m^2) *64*

1. Piel de Cocodrilo
2. Exudación o Sangrado
3. Agrietamiento en Bloque
4. Bombeo y Hundimiento
5. Corrugación
6. Depresiones
7. Agrietamiento de Borde
8. Agrietamiento Reflejo de Juntas
9. Caída Externa de Vía / Hombrera
10. Agrietamiento Long. y Trans.
11. Parchados
12. Agregados Pulidos
13. Baches
14. Cruce de Ferrocarril
15. Ruteo
16. Empellones
17. Agrietamiento Media Luna
18. Protuberancia
19. Intemperismo

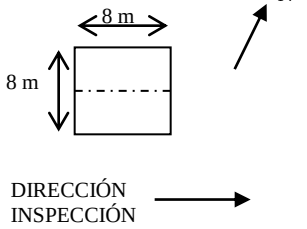
ANOMALÍA SEVERIDAD	CANTIDAD								TOTAL	DENSIDAD %	VALOR DEDUCIDO
1 L	2*2	2*3	0,3*0,3	2*1	0,3*0,5				12,24	19,13	40
1 M	1*1	1*1,5	0,3*0,8	1*1					3,74	5,84	40
1 H	2*2								4	6,25	56
3 L	1*1,5								1,5	2,34	2
3 M	2*1	1,3*1,5							3,95	6,17	12
10 L	1,5	1,3	1						3,8	5,94	5
10 H	2								2	3,13	18
13 L	3								3	4,69	42

#	VALOR DEDUCIDO										Total	q	CDV
1	56	42	40	40	18	12	5	2					
1	56	42	40	40	18	0,48					196,48	5	92
2	56	42	40	40	2	0,48					180,48	4	94
3	56	42	40	2	2	0,48					142,48	3	84
4	56	42	2	2	2	0,48					104,48	2	72
5	56	2	2	2	2	0,48					64,48	1	64,48

HDV = 56	m = 5,04	12 * 0,04
CDV_S = 94	PCI = 6	

HOJA DE DATOS DE ESTUDIO DE LA CONDICIÓN DE CAMINOS Y ÁREAS DE PARQUEO DE SUPERFICIES DE ASFALTO PARA UNIDAD DE PRUEBA

CROQUIS:



TRAMO *SUCRE* SECCIÓN *01* UNIDAD DE PRUEBA *49*

INSPEC. POR *M y S* FECHA *13/06/04* ÁREA DE PRUEBA (m^2) *64*

1. Piel de Cocodrilo
2. Exudación o Sangrado
3. Agrietamiento en Bloque
4. Bombeo y Hundimiento
5. Corrugación
6. Depresiones
7. Agrietamiento de Borde
8. Agrietamiento Reflejo de Juntas
9. Caída Externa de Vía / Hombrera
10. Agrietamiento Long. y Trans.
11. Parchados
12. Agregados Pulidos
13. Baches
14. Cruce de Ferrocarril
15. Ruteo
16. Empellones
17. Agrietamiento Media Luna
18. Protuberancia
19. Intemperismo

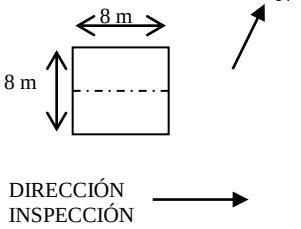
ANOMALÍA SEVERIDAD	CANTIDAD								TOTAL	DENSIDAD %	VALOR DEDUCIDO
1 L	0,3*0,5	1*1							1,15	1,80	16
1 M	0,3*1	1,5*1	1*1						2,8	4,38	37
3 M	1*1,5	1*2							3,5	5,47	11
10 L	1	1,5	1,3	1	2				6,8	10,66	9
10 M	2								2	3,13	9
11 M	1,5*3								4,5	7,03	27
13 L	7								7	10,94	56

#	VALOR DEDUCIDO										Total	q	CDV
1	56	37	27	16	11	9	9						
1	56	37	27	16	11	0,36					147,36	5	76
2	56	37	27	16	2	0,36					138,36	4	78
3	56	37	27	2	2	0,36					124,36	3	76
4	56	37	2	2	2	0,36					99,36	2	70
5	56	2	2	2	2	0,36					64,36	1	64,36

HDV = 56	m = 5,04	9 * 0,04
CDV_S = 78	PCI = 12	

HOJA DE DATOS DE ESTUDIO DE LA CONDICIÓN DE CAMINOS Y ÁREAS DE PARQUEO DE SUPERFICIES DE ASFALTO PARA UNIDAD DE PRUEBA

CROQUIS:



TRAMO *SUCRE* SECCIÓN *01* UNIDAD DE PRUEBA *55*

INSPEC. POR *M y S* FECHA *13/06/04* ÁREA DE PRUEBA (m^2) *64*

1. Piel de Cocodrilo
2. Exudación o Sangrado
3. Agrietamiento en Bloque
4. Bombeo y Hundimiento
5. Corrugación
6. Depresiones
7. Agrietamiento de Borde
8. Agrietamiento Reflejo de Juntas
9. Caída Externa de Vía / Hombrera
10. Agrietamiento Long. y Trans.
11. Parchados
12. Agregados Pulidos
13. Baches
14. Cruce de Ferrocarril
15. Ruteo
16. Empellones
17. Agrietamiento Media Luna
18. Protuberancia
19. Intemperismo

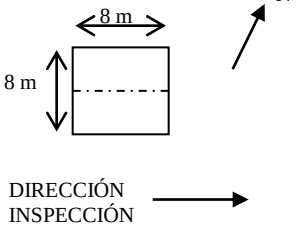
ANOMALÍA SEVERIDAD	CANTIDAD								TOTAL	DENSIDAD %	VALOR DEDUCIDO
1 L	0,5*0,5								0,25	0,39	5
1 M	2*2	0,5*0,5	0,5*0,5	1*0,5	1*1				6	9,38	46
1 H	1*1,5	1*1	2*1						4,5	7,03	58
3 M	1*2	1*2							4	6,25	12
10 L	2	2	1	0,5					5,5	8,59	7
10 M	2								2	3,13	9
11 L	1*2	2*3							8	12,5	17
11 M	1,5*2,5								3,75	5,86	24
13 L	3								3	4,69	43

#	VALOR DEDUCIDO										Total	q	CDV
1	58	46	43	24	17	12	9	7	5				
1	58	46	43	24	14,45						185,45	5	90
2	58	46	43	24	2						173	4	92
3	58	46	43	2	2						151	3	88
4	58	46	2	2	2						110	2	86
5	58	2	2	2	2						66	2	66

HDV = 58	m = 4,85	17 * 0,85
CDV_S = 92	PCI = 8	

HOJA DE DATOS DE ESTUDIO DE LA CONDICIÓN DE CAMINOS Y ÁREAS DE PARQUEO DE SUPERFICIES DE ASFALTO PARA UNIDAD DE PRUEBA

CROQUIS:



TRAMO *SUCRE* SECCIÓN *01* UNIDAD DE PRUEBA *61*

INSPEC. POR *M y S* FECHA *13/06/04* ÁREA DE PRUEBA (m^2) *64*

1. Piel de Cocodrilo
2. Exudación o Sangrado
3. Agrietamiento en Bloque
4. Bombeo y Hundimiento
5. Corrugación
6. Depresiones
7. Agrietamiento de Borde
8. Agrietamiento Reflejo de Juntas
9. Caída Externa de Vía / Hombrera
10. Agrietamiento Long. y Trans.
11. Parchados
12. Agregados Pulidos
13. Baches
14. Cruce de Ferrocarril
15. Ruteo
16. Empellones
17. Agrietamiento Media Luna
18. Protuberancia
19. Intemperismo

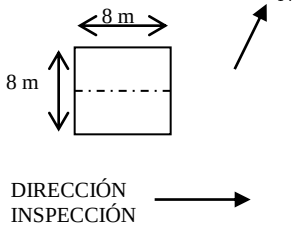
ANOMALÍA SEVERIDAD	CANTIDAD								TOTAL	DENSIDAD %	VALOR DEDUCIDO
1 L	1*1	0,5*1							1,5	2,34	18
1 M	2*2	1*1	0,5*0,5	2*2	1*1	1*1,5			11,75	18,36	55
3 L	2*1								2	3,13	3
3 M	1*2								2	3,13	9
10 L	1	1,5	1	1,3	1,5				6,3	9,84	8
13 L	5								5	7,81	51
13 M	1								1	1,56	37

#	VALOR DEDUCIDO										Total	q	CDV
1	55	51	37	18	9	8	3						
1	55	51	37	18	9	1,04					171,04	5	91
2	55	51	37	18	2	1,04					164,04	4	88
3	55	51	37	2	2	1,04					148,04	3	88
4	55	51	2	2	2	1,04					113,04	2	78
5	55	2	2	2	2	1,04					64,04	1	64,04

HDV = 55	m = 5,13	8 * 0,13
CDV_S = 91	PCI = 9	

HOJA DE DATOS DE ESTUDIO DE LA CONDICIÓN DE CAMINOS Y ÁREAS DE PARQUEO DE SUPERFICIES DE ASFALTO PARA UNIDAD DE PRUEBA

CROQUIS:



TRAMO *SUCRE* SECCIÓN *01* UNIDAD DE PRUEBA *67*

INSPEC. POR *M y S* FECHA *13/06/04* ÁREA DE PRUEBA (m^2) *64*

1. Piel de Cocodrilo
2. Exudación o Sangrado
3. Agrietamiento en Bloque
4. Bombeo y Hundimiento
5. Corrugación
6. Depresiones
7. Agrietamiento de Borde
8. Agrietamiento Reflejo de Juntas
9. Caída Externa de Vía / Hombrera
10. Agrietamiento Long. y Trans.
11. Parchados
12. Agregados Pulidos
13. Baches
14. Cruce de Ferrocarril
15. Ruteo
16. Empellones
17. Agrietamiento Media Luna
18. Protuberancia
19. Intemperismo

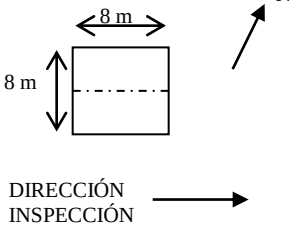
ANOMALÍA SEVERIDAD	CANTIDAD								TOTAL	DENSIDAD %	VALOR DEDUCIDO
1L	1*1	0,3*1	0,5*1						1,8	2,81	20
3 M	1,5*1	1*1							2,5	3,91	10
10 L	2	1,5							3,5	5,47	3
10 M	1								1	1,56	4
11 M	2,5*3	1,5*3	2*2						16	25	44
11H	2*2	1,5*3	0,5*0,5						8,75	13,67	55
13 L	1								1	1,56	25

#	VALOR DEDUCIDO										Total	q	CDV
1	55	44	25	20	10	4	3						
1	55	44	25	20	10	0,52					154,52	5	79
2	55	44	25	20	2	0,52					146,52	4	81
3	55	44	25	2	2	0,52					128,52	3	83
4	55	44	2	2	2	0,52					105,52	2	74
5	55	2	2	2	2	0,52					63,52	1	63,52

HDV = 55	m = 5,13	4 * 0,13
CDV_S = 83	PCI = 17	

HOJA DE DATOS DE ESTUDIO DE LA CONDICIÓN DE CAMINOS Y ÁREAS DE PARQUEO DE SUPERFICIES DE ASFALTO PARA UNIDAD DE PRUEBA

CROQUIS:



TRAMO *SUCRE* SECCIÓN *01* UNIDAD DE PRUEBA *73*

INSPEC. POR *M y S* FECHA *13/06/04* ÁREA DE PRUEBA (m^2) *64*

1. Piel de Cocodrilo
2. Exudación o Sangrado
3. Agrietamiento en Bloque
4. Bombeo y Hundimiento
5. Corrugación
6. Depresiones
7. Agrietamiento de Borde
8. Agrietamiento Reflejo de Juntas
9. Caída Externa de Vía / Hombrera
10. Agrietamiento Long. y Trans.
11. Parchados
12. Agregados Pulidos
13. Baches
14. Cruce de Ferrocarril
15. Ruteo
16. Empellones
17. Agrietamiento Media Luna
18. Protuberancia
19. Intemperismo

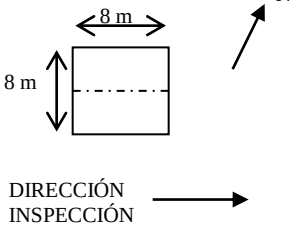
ANOMALÍA SEVERIDAD	CANTIDAD								TOTAL	DENSIDAD %	VALOR DEDUCIDO
1 M	0,5*1	0,5*0,5							0,75	1,17	23
1 H	0,5*0,5								0,25	0,39	20
3 M	1*2	1,5*1							3,5	5,47	11
10 L	3	0,5	2	1					6,5	10,16	8
10 M	1,5	1,5	0,5						3,5	5,47	12
11 L	1,5*1,5	2*4	2*2,5	0,5*0,5					15,5	24,22	26
11 H	0,5*0,5	1*1							1,25	1,95	26
13 L	2								2	3,13	36
13 M	1								1	1,56	38

#	VALOR DEDUCIDO										Total	q	CDV
1	38	36	26	26	23	20	12	11	8				
1	38	36	26	26	23	20	8,28				177,28	7	79
2	38	36	26	26	23	20	2				171	6	78
3	38	36	26	26	23	2	2				153	5	78
4	38	36	26	26	2	2	2				132	4	75
5	38	36	26	2	2	2	2				108	3	68
6	38	36	2	2	2	2	2				84	2	61
7	38	36	2	2	2	2	2				50	1	50

HDV = 38	m = 6,69	12 * 0,69
CDV_S = 79	PCI = 11	

HOJA DE DATOS DE ESTUDIO DE LA CONDICIÓN DE CAMINOS Y ÁREAS DE PARQUEO DE SUPERFICIES DE ASFALTO PARA UNIDAD DE PRUEBA

CROQUIS:



TRAMO *SUCRE* SECCIÓN *01* UNIDAD DE PRUEBA *79*

INSPEC. POR *M y S* FECHA *13/06/04* ÁREA DE PRUEBA (m^2) *64*

1. Piel de Cocodrilo
2. Exudación o Sangrado
3. Agrietamiento en Bloque
4. Bombeo y Hundimiento
5. Corrugación
6. Depresiones
7. Agrietamiento de Borde
8. Agrietamiento Reflejo de Juntas
9. Caída Externa de Vía / Hombrera
10. Agrietamiento Long. y Trans.
11. Parchados
12. Agregados Pulidos
13. Baches
14. Cruce de Ferrocarril
15. Ruteo
16. Empellones
17. Agrietamiento Media Luna
18. Protuberancia
19. Intemperismo

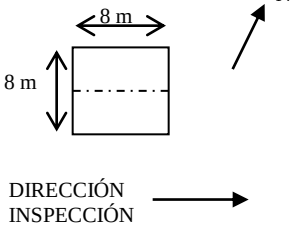
ANOMALÍA SEVERIDAD	CANTIDAD								TOTAL	DENSIDAD %	VALOR DEDUCIDO
1 L	1*1,5	1*0,5	0,8*0,8						3,64	5,69	28
1 M	0,5*1,5								0,75	1,17	22
1 H	1*1,5								1,5	2,34	42
10 L	1								1	1,56	0
10 M	1,5								1,5	2,34	6
11 M	1,5*1	0,5*0,6	0,4*1						2,2	3,44	19
13 L	1								1	1,56	25
13 M	1								1	1,56	37

#	VALOR DEDUCIDO										Total	q	CDV
1	42	37	28	25	22	19	6	0					
1	42	37	28	25	22	19	1,92				174,92	6	83
2	42	37	28	25	22	2	1,92				157,92	5	80
3	42	37	28	25	2	2	1,92				137,92	4	78
4	42	37	28	2	2	2	1,92				114,92	3	71
5	42	37	2	2	2	2	1,92				88,92	2	64
6	42	2	2	2	2	2	1,92				53,92	1	53,92

HDV = 42	m = 6,32	6 * 0,32
CDV_S = 83	PCI = 17	

HOJA DE DATOS DE ESTUDIO DE LA CONDICIÓN DE CAMINOS Y ÁREAS DE PARQUEO DE SUPERFICIES DE ASFALTO PARA UNIDAD DE PRUEBA

CROQUIS:



TRAMO *SUCRE* SECCIÓN *01* UNIDAD DE PRUEBA *85*

INSPEC. POR *M y S* FECHA *13/06/04* ÁREA DE PRUEBA (m^2) *64*

1. Piel de Cocodrilo
2. Exudación o Sangrado
3. Agrietamiento en Bloque
4. Bombeo y Hundimiento
5. Corrugación
6. Depresiones
7. Agrietamiento de Borde
8. Agrietamiento Reflejo de Juntas
9. Caída Externa de Vía / Hombrera
10. Agrietamiento Long. y Trans.
11. Parchados
12. Agregados Pulidos
13. Baches
14. Cruce de Ferrocarril
15. Ruteo
16. Empellones
17. Agrietamiento Media Luna
18. Protuberancia
19. Intemperismo

ANOMALÍA SEVERIDAD	CANTIDAD								TOTAL	DENSIDAD %	VALOR DEDUCIDO
1 L	1*1	0,5*0,5	1*1						2,25	3,52	22
1 H	2*3	2*2	1*1						11	17,19	68
3 M	1*1,5	1*1,5							3	4,69	11
10 L	0,4	1,5							1,9	2,97	2
10 M	1,8	2							3,8	5,94	13
11 L	0,6*0,6	0,5*0,5	1*1						1,61	2,52	6
11 M	1,5*1,5	1*1,2	1*1,5	1*1,5					6,45	10,08	31
13 M	1								1	1,56	37
13 H	1								1	1,56	59

#	VALOR DEDUCIDO										Total	q	CDV
1	68	59	37	31	22	13	11	6	2				
1	68	59	37	29,14							19314	4	97
2	68	59	37	2							166	3	95
3	68	59	2	2							131	2	86
4	68	2	2	2							74	1	74

HDV = 68	m = 3,94	31 * 0,94
CDV_S = 97	PCI = 3	

REHABILITACIÓN DE PAVIMENTOS CON REFUERZOS MÉTODO AASHTO-93

CAPITULO XI

XI. REHABILITACION DE PAVIMENTOS CON REFUERZOS MÉTODO AASHTO-93

XI.1. INTRODUCCIÓN

Los refuerzos sirven para corregir fallas funcionales o estructurales de pavimentos existentes. Es necesario aclarar bien cuando se trata de falla funcional o de falla estructural, dado que de esto depende de tipo de refuerzo a proyectar.

Las fallas funcionales son aquellas que afectan al usuario, como ser una fricción superficial pobre, una mala textura, hidroplaneo en ahuellamientos, hundimientos, asentamientos, etc.

Las fallas estructurales son aquellas que afectan la capacidad del pavimento para soportar las cargas. Ejemplos de fallas de este tipo son: espesor inadecuado, figuraciones, distorsiones y desintegraciones. Muchas de estas fallas no son provocadas por la acción del transito sino por otras causas como ser: malas técnicas de construcción, fisuración por baja temperatura, etc. No obstante esto, la acción del transito acelera el proceso de deterioro.

Los distintos tipos de refuerzos a estudiar son:

Refuerzo	Pavimento Existente
Concreto Asfáltico	Concreto Asfáltico
Concreto Asfáltico	Hormigón Roto, fisurado o triturado previamente
Concreto Asfáltico	HºSº, HºAº c/juntas, HºAº continuo
Concreto Asfáltico	CºAº s/HºSº, CºAº s/HºAº c/juntas, CºAº s/HºAº continuo
Hormigón Simple Adherido	HºSº, HºAº c/juntas, HºAº continuo
Hormigón Simple No Adherido	HºSº, HºAº c/juntas, HºAº continuo
Hormigón Simple	Concreto Asfáltico

XI.2. CONSIDERACIONES PARA LA FACTIBILIDAD DE CADA TIPO DE REFUERZO

Las consideraciones son:

1. Disponibilidad de fondos adecuados para realizar el refuerzo.

2. Factibilidad constructiva del refuerzo. Esto incluye:

    a. Control de tránsito.

    b. Disponibilidad de materiales y equipos.

    c. Condiciones climáticas.

    d. Problemas constructivos como ser: ruido, polución, instalaciones subterráneas, galibo bajo puentes, espesor de banquinas y ensanche de calzada (incluyendo eventualmente el ensanche de terraplenes o desmontes).

    e. Interrupciones al tránsito y costo de la demora del usuario.

3. Vida útil a adoptar para el refuerzo. Esta depende de:

    a. Deterioro del pavimento existente.

    b. Diseño del pavimento existente, condición de los materiales que forman el paquete, tipo de subrasante.

    c. Cargas de tránsito futuras.

d. Clima local.

e. Condiciones de drenaje.

XI.3. CONDICIONES IMPORTANTES EN EL DISEÑO DE UN REFUERZO

Esta tarea incluye muchos ítems: reparaciones previas al refuerzo, control de reflexión de fisuras, cargas de tránsito, drenaje, fresado del pavimento existente, reciclado del pavimento existente, materiales, etc. A continuación se nombran dichos ítems.

- Reparaciones previas al refuerzo.
- Control de reflexión de fisuras.
- Cargas de tránsito.
- Drenaje.
- Ahuellamiento en pavimentos de concreto asfáltico.
- Fresado de capa de concreto asfáltico.
- Reciclado del pavimento existente.
- Refuerzos Funcionales vs. Estructurales.
- Materiales para refuerzos.
- Banquinas.
- Durabilidad de la losa de hormigón.
- Juntas de refuerzo de hormigón.
- Armaduras en refuerzos de hormigón.
- Unión o separación de refuerzos de hormigón.
- Confiabilidad y desviación estándar del refuerzo.
- Ensanche de pavimentos.

XI.4. REFUERZO DE CONCRETO ASFÁLTICO SOBRE PAVIMENTOS DE CONCRETO ASFÁLTICO

Previo a la colocación del refuerzo deben hacerse las siguientes tareas:

1. Reparación de áreas deterioradas y mejoramiento del drenaje.

2. Corrección del ahuellamiento superficial por fresado de la capa superficial o colocación de una capa de nivelación.

3. Ensanche, si está previsto.

4. Aplicación del riego de liga.

5. Colocación del refuerzo de concreto asfáltico (incluyendo tratamiento de control de fisuras si fuera necesario).

XI.4.1. FACTIBILIDAD

Este tipo de refuerzos es muy comúnmente usado, excepto cuando el pavimento existente este tan deteriorado que justifique si remoción total. Los casos en que no es factible colocar el refuerzo de concreto asfáltico son:

1. La cantidad de fallas tipo piel de cocodrilo es muy grande.

2. Un ahuellamiento superficial excesivo que indique que los materiales del paquete tienen poca estabilidad.

3. La base estabilizada existente muestra signos de gran deterioro y repararla sería muy costoso.

4. La base granular debería ser removida y reemplazada debido a infiltración y a contaminación de material proveniente de una capa inferior (mala calidad).

5. El descascaramiento y peladuras de la carpeta indican que esta debe ser reemplazada.

XI.4.2. REPARACIONES PREVIAS

Si de acuerdo al análisis hecho, es factible colocar un refuerzo, deben hacerse previamente estas reparaciones que consistirán, de acuerdo al tipo de falla, en:

1. Falla tipo piel de cocodrilo. Las áreas de fallas tipo piel de cocodrilo de alta severidad deben ser reparadas. Las áreas de fallas moderadas de piel de cocodrilo deben ser reparadas a menos que se implemente algún tipo de control de reflexión de fisuras. La reparación debe incluir la remoción de todo material débil que se encuentre por debajo.

2. Fisuras lineales. Las fisuras lineales de alta severidad deben ser parchadas. Las fisuras con aberturas mayores de 0,25 pulg (6,3 mm) deben ser rellenadas con una mezcla arena-asfalto. También debe preverse algún dispositivo de control de reflexión de fisuras para juntas transversales que sufran apertura y cierre.

3. Ahuellamiento. Los ahuellamientos deben eliminarse mediante fresado o colocación de una capa niveladora. Cuando el ahuellamiento sea muy severo, habrá que hacer una investigación para determinar si se debe a fallas de capas inferiores, en cuyo caso habrá que remover toda la estructura fallada.

4. Irregularidades superficiales. Depresiones, serruchos, etc. requieren una investigación y tratamiento especial y, en determinados casos, remoción.

XI.4.3. CONTROL DE REFLEXIÓN DE FISURAS

La reflexión de fisuras en el refuerzo se debe a la concentración de deformaciones debidas a movimientos en el pavimento subyacente por flexión o por corte inducidos por cargas o por contracción horizontal debida a cambios térmicos.

Entre los métodos para control de fisuras, además de parches y rellenos previos, se tienen:

1. Membranas sintéticas. Son muy efectivas en el control de reflexión de piel de cocodrilo moderada. También pueden ser útiles para controlar reflexión de fisuras por temperatura, especialmente si están combinadas con relleno de las fisuras. Sin embargo, son poco útiles para retardar reflexión de fisuras debidas a movimientos horizontales o verticales significativos.

2. Capas cortadoras de reflexión. Las mayores de 76 mm (3 pulg) de espesor han sido efectivas para controlar la reflexión de fisuras debidas a grandes movimientos. Estas capas cortadoras de reflexión están formadas por material granular de granulometría abierta y un pequeño porcentaje de cemento asfáltico.

3. Cortado y sellado de juntas en el refuerzo de concreto asfáltico. Este método, en el cual se cortan juntas en correspondencia con fisuras rectilíneas del pavimento existente puede ser efectivo para control de reflexión. Este método es muy efectivo para refuerzo de concreto asfáltico sobre pavimentos de hormigón con juntas.

4. Un incremento del espesor del refuerzo. Esta solución reduce la reflexión y el corte bajo cargas y también reduce la variación de temperatura en el pavimento existente.

XI.4.4. DISEÑO DE ESPESORES

La ecuación de diseño para refuerzo es:

$$SN_{ol} = a_{ol} \cdot D_{ol} = SN_f - SN_{ef}$$

donde:

SN_{ol} = número estructural requerido para el refuerzo.
a_{ol} = coeficiente estructural para el refuerzo.
D_{ol} = espesor del refuerzo.
SN_f = número estructural requerido para el tránsito futuro.
SN_{ef} = número estructural efectivo del pavimento existente.

El espesor necesario de refuerzo será obtenido siguiendo los pasos que se indican a continuación. Los mismos proveen un método de diseño que recomienda hacer ensayos sobre el pavimento para obtener datos de entrada confiables. Si no es posible hacer esto, se puede encarar este problema mediante una observación visual de las fallas observadas, obviando los pasos 4 y 5.

PASO 1. DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DEL PAVIMENTO EXISTENTE

Se debe recabar información sobre:

a.) Espesor de cada capa y tipo de material usado.

b.) Subrasante (registro durante la construcción, ensayos de suelos, etc.)

PASO 2. ANÁLISIS DE TRÁNSITO

a.) Cantidad de ESALs acumulados en el carril de diseño (N_p), para ser aplicado solamente si SN_{ef} se obtiene por el método de vida remanente.

b.) Cantidad de ESALs previsto en el carril de diseño durante el período de diseño (N_f).

PASO 3. OBSERVACIÓN DEL ESTADO DEL PAVIMENTO EXISTENTE

Es necesario detectar, distinguir y medir los tipos de fallas presentes. En base a los mismos pueden determinarse los coeficientes estructurales. Se recomienda extraer muestras de los carriles más transitados para estimar estas cantidades. Se debe computar:

a.) Porcentaje de superficie con piel de cocodrilo (severidad baja, media y alta).

b.) Número de fisuras transversales por kilómetro o milla (severidad baja, media y alta).

c.) Profundidad media del ahuellamiento.

d.) Evidencia de bombeo en fisuras y bordes de pavimentos.

PASO 4. ENSAYOS DE DEFLEXIÓN

Se hacen medidas de deflexiones en correspondencia con la zona transitada por la rueda externa de los vehículos. Los intervalos varían entre 100 y 1000 pies (30 a 300 m). Se usan dispositivos que pueden transmitir cargas de hasta 9000 lb (40 kN). La carga puede ser pulsante o sinusoidal. Las deflexiones se miden en correspondencia con el centro de la carga y al menos a una distancia lo suficientemente alejada de la misma. En efecto, a

distancias suficientemente alejadas de la carga, las deformaciones medidas en la superficie se deben exclusivamente al módulo de la subrasante y son independientes del tamaño del plato de carga. (Figura XI.1).

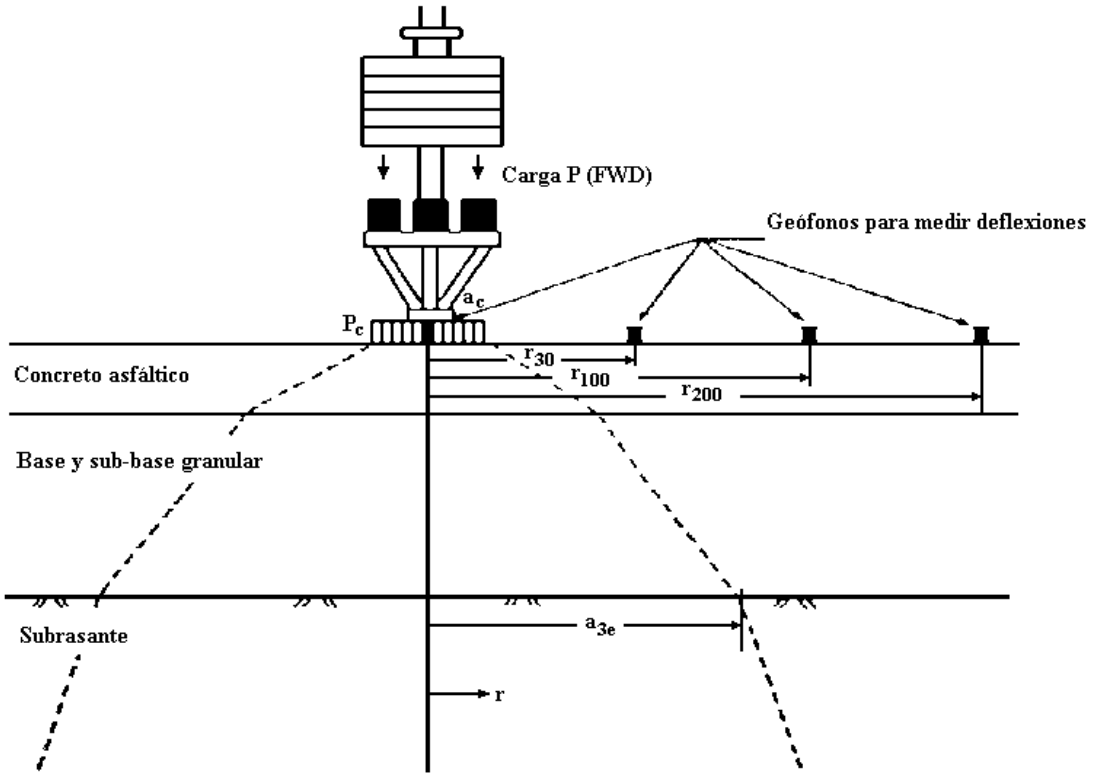


Figura XI.1. Esquema de la zona sometida a tensiones en un pavimento sometido a un ensayo FWD.
Fuente: AASHTO, Guide for Design of Pavement Structures 1993.

La expresión de la deflexión d_r a la distancia r es:

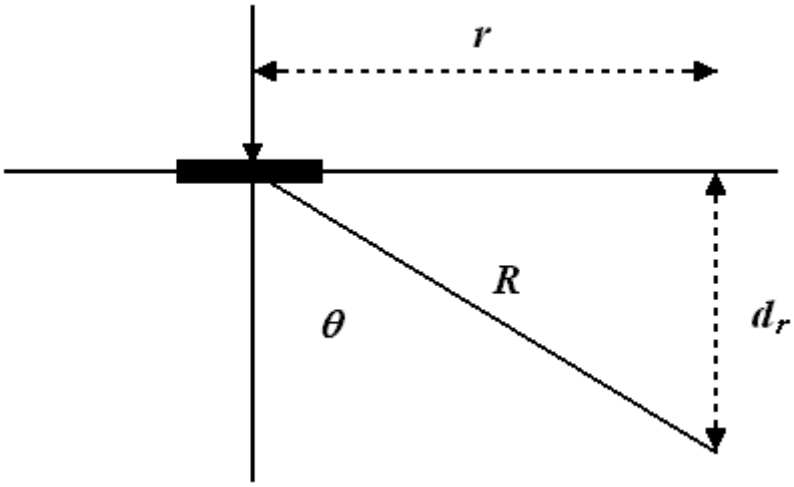


Figura XI.2. Distancia a la que la deflexión depende sólo de las propiedades de la subrasante.
Fuente: AASHTO, Guide for Design of Pavement Structures 1993.

$$d_r = \frac{P \cdot (1+\nu)}{2 \cdot \pi \cdot R \cdot M_R} \cdot \left[2 \cdot (1-\nu) + \cos^2 \theta\right] \qquad \text{Ecuación XI.1.}$$

donde:

d_r = deflexión a la distancia r de la carga aplicada

ν = coeficiente de Poisson de la subrasante

P = carga aplicada

M_R = módulo elástico de la subrasante (resiliencia)

r = distancia radial

z = profundidad

Como $R^2 = r^2 + z^2$ $\qquad \cos\theta = \frac{z}{R}$

Reemplazando en la ecuación XI.1 se tiene:

$$d_r = \frac{1}{M_R} \cdot \frac{P \cdot (1+\nu)}{2 \cdot \pi \cdot \left(z^2 + r^2\right)^{1/2}} \cdot \left[2 \cdot (1-\nu) + \frac{z^2}{z^2 + r^2} \right]$$

Como d_r se mide en superficie $z = 0$, $d_r = \dfrac{P \cdot \left(1-\nu^2\right)}{\pi \cdot r \cdot M_R}$

de donde se despeja: $M_R = \dfrac{P \cdot \left(1-\nu^2\right)}{\pi \cdot r \cdot d_r}$

Finalmente, si $\nu = 0{,}5$ se tiene: $M_R = \dfrac{0{,}24 \cdot P}{r \cdot d_r}$

No es necesario reajustar M_R por temperatura dado que *dr* se debe sólo a deformación de la subrasante.

La distancia mínima para determinar d_r es:

$$r > 0{,}7 \cdot a_e$$

siendo $a_e = \left[a^2 + \left(D \cdot \left(\dfrac{E_P}{M_R} \right)^{1/3} \right)^2 \right]^{1/2}$

donde:

a_e = radio del bulbo de presiones en la interfase subrasante-pavimento (m o pulg)

a = radio del plato de carga del NDT (m o pulg)

D = espesor total del pavimento sobre la subrasante (m o pulg)

E_P = módulo efectivo de todas las capas del pavimento (kPa o psi)

M_R = módulo resiliente de la subrasante (kPa o psi)

Es necesario determinar la temperatura de la mezcla durante la medida de la deflexión, lo que puede hacerse en forma directa o estimada en base a las temperaturas del aire y de la superficie.

Ahora será necesario determinar el módulo E_P del pavimento. Para ello hay que partir de la teoría de Boussinesq que da los asentamientos sobre una vertical que pasa por el centro de un área circular cargada. Si $\nu = 0{,}5$, dicha expresión es:

$$d = \frac{1{,}5 \cdot p \cdot a}{E} \cdot \frac{1}{\left[1 + \left(\frac{z}{a}\right)^2\right]^{1/2}}$$

donde:

p = presión de contacto

a = radio del área cargada

E = módulo elástico

z = profundidad del punto en estudio

Esta expresión parte del hecho de que el medio de módulo E tiene profundidad infinita, pero se sabe que el paquete tiene un espesor finito. Para conocer la expresión que da la deflexión en el centro del área cargada se supondrá un sistema bicapa donde la deflexión en superficie ($z = 0$) será, aplicando Boussinesq:

$$d_0 = 1{,}5 \cdot \frac{p \cdot a}{E_p}$$

Si el espesor total del pavimento es *D*, la deflexión a esa profundidad, con la expresión de Boussinesq, ($z = D$) es:

$$d_D = 1{,}5 \cdot \frac{p \cdot a}{E_p} \cdot \frac{1}{\left[1 + \left(\frac{D}{a}\right)^2\right]^{1/2}}$$

La deflexión en el pavimento entre $z = 0$ y $z = D$ es:

$$d_p = d_0 + d_D = 1{,}5 \cdot \frac{p \cdot a}{E_p} \cdot \left[1 - \frac{1}{\left(1 + \left(\frac{D}{a}\right)^2\right)^{1/2}}\right]$$

La deflexión en la subrasante se computa transformando el sistema bicapa en un sistema equivalente de material de subrasante con módulo M_R. El espesor de este material equivalente es D_e.

$$d_S = 1{,}5 \cdot \frac{p \cdot a}{M_R} \cdot \frac{1}{\left[1 + \left(\frac{D_e}{a}\right)^2\right]^{1/2}} \qquad D_e = D \cdot \left(\frac{E_p}{M_R}\right)^{1/3}$$

La deflexión total, medida en la superficie del pavimento se obtiene sumando la deflexión del pavimento, d_p y la de la subrasante d_s.

$$d = d_S + d_p$$

$$d_0 = 1{,}5 \cdot p \cdot a \cdot \left[\frac{1}{M_R \cdot \left(1 + \left(\frac{D}{a} \cdot \left(\frac{E_p}{M_R} \right)^{1/3} \right)^2 \right)^{1/2}} + \frac{1 - \frac{1}{\left(1 + \left(\frac{D}{a} \right)^2 \right)^{1/2}}}{E_p} \right]$$

Para placas de carga de 5,9 pulg (150 mm) la figura XI.3 permite determinar la relación E_p/M_R y E_p puede ser determinado para un valor conocido o supuesto de M_R.

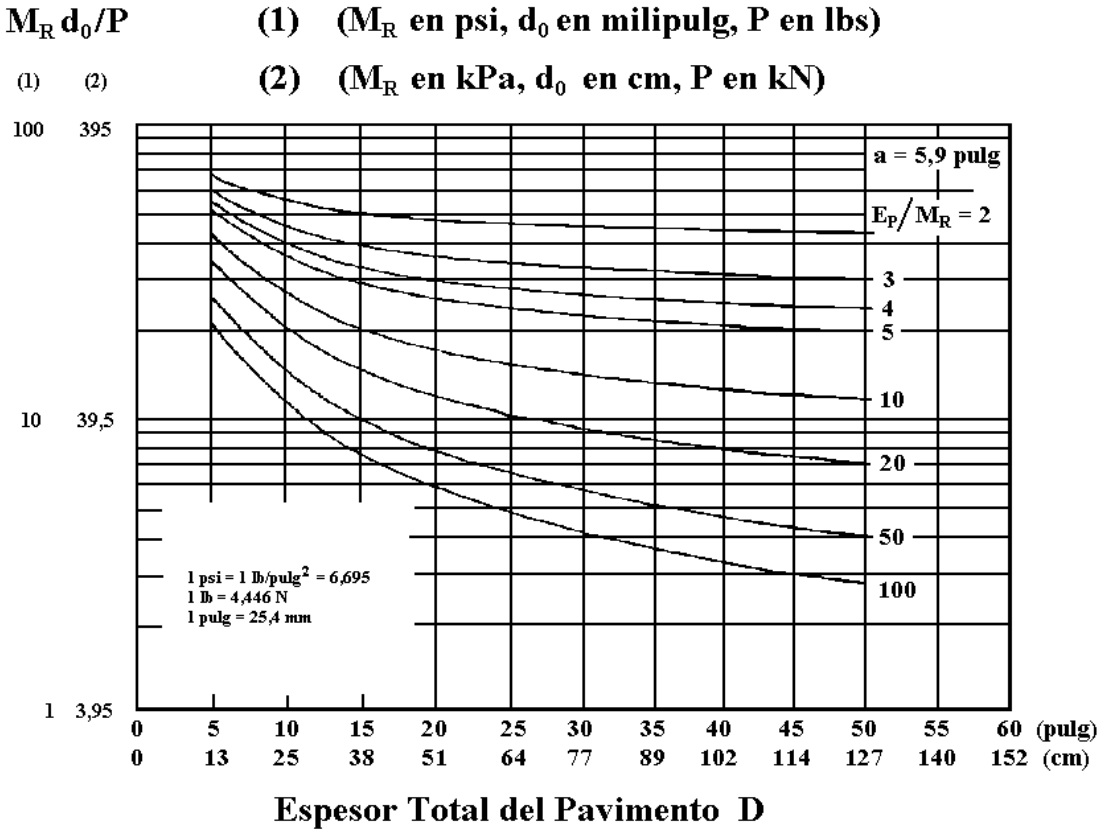


Figura XI.3. Determinación de E_P/M_R.
Fuente: AASHTO, Guide for Design of Pavement Structures 1993.

El manejo de esta figura es muy sencillo; el espesor *D* del pavimento es conocido, M_R es conocido ($M_R = 0{,}24 \cdot P/r \cdot d_r$), d_0 se mide y se conoce $M_R\ D_0/P$ y con el valor de *D* se corta la curva correspondiente de E_P/M_R y luego se determina E_P.

Los valores de d0 deben ser ajustados por temperatura para llevarlos a una temperatura de referencia de 20ºC (68ºF). Para ello pueden usarse la figura XI.4 si el pavimento tiene una base granular o estabilizada con asfalto o la figura XI.5 si el pavimento tiene una base estabilizada con cemento y/o puzolanas.

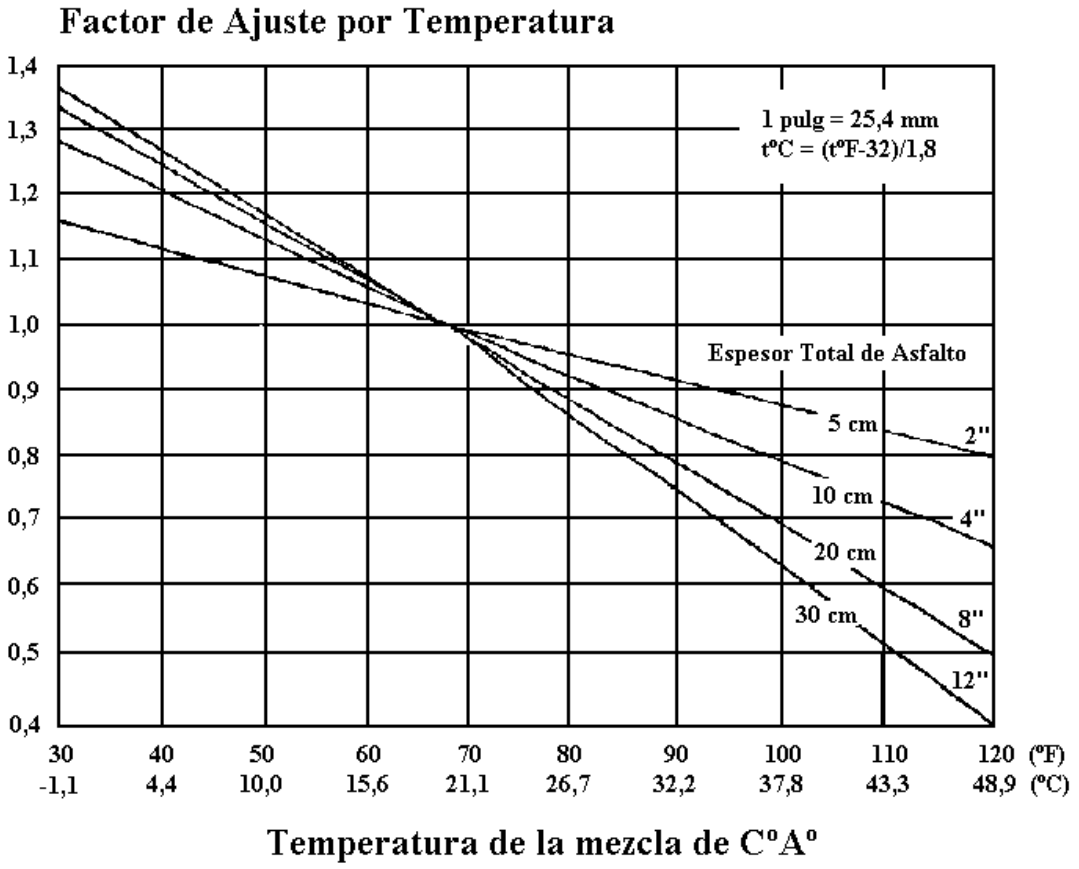


Figura XI.4. Ajuste para d_0 por temperatura para pavimento con base granular o tratada con asfalto.
Fuente: AASHTO, Guide for Design of Pavement Structures 1993.

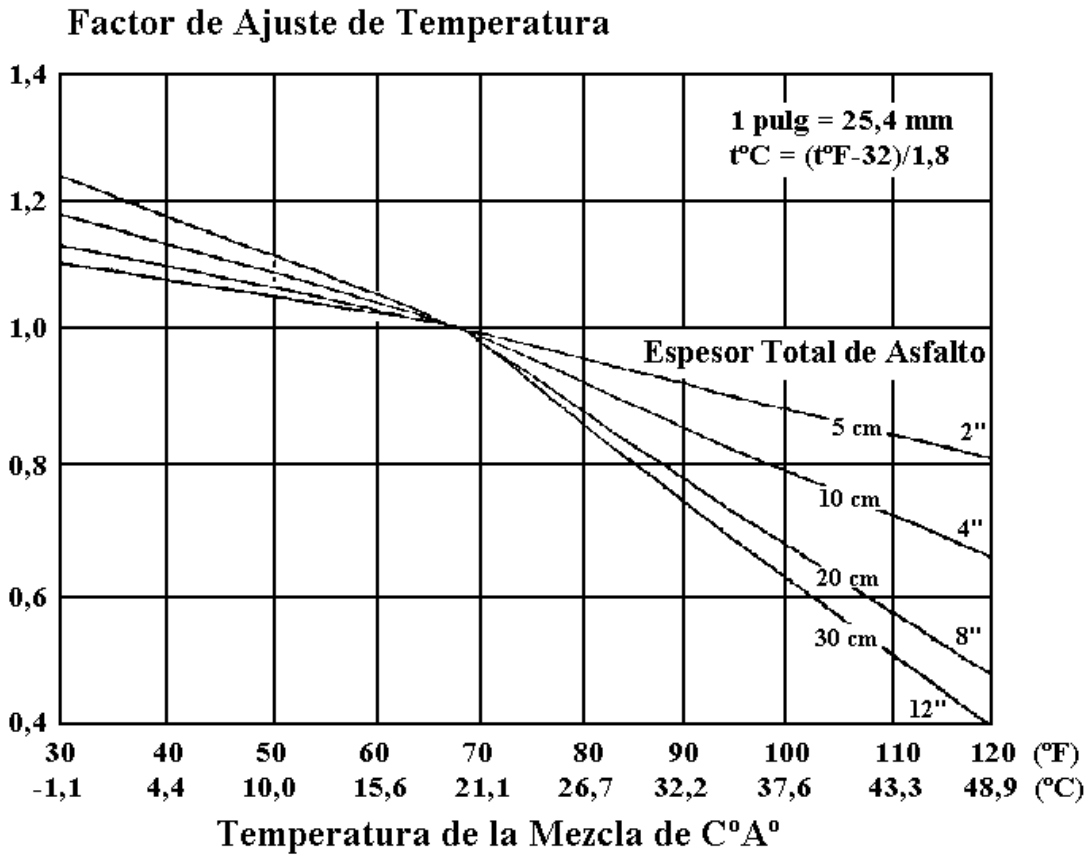


Figura XI.5. Ajuste para d_0 por temperatura para pavimento con base tratada con cemento y/o puzolanas.
Fuente: AASHTO, Guide for Design of Pavement Structures 1993.

PASO 5. MUESTREO Y ENSAYO DE MATERIALES

a.) Módulo resiliente de la subrasante. Este valor puede determinarse también a partir de ensayos de laboratorio (AASHTO T294-92I) con una tensión desviante de 6 psi (41 kPa o 0,42 $^{Kg}/cm^2$) para equipararlo con la tensión desviante usada para determinar el M_R = 21 MPa (3000 psi) del AASHTO Road Test.

Alternativamente, otros ensayos como el CBR permiten, mediante correlaciones, determinar el valor de M_R.

b.) El examen visual de probetas de concreto asfáltico permitirá conocer distintos grados de alteración.

c.) Ítem con respecto a muestras de base y sub-base.

d.) Se pueden medir los espesores de todas las capas.

PASO 6. DETERMINACIÓN DEL NÚMERO ESTRUCTURAL REQUERIDO PARA EL TRÁNSITO FUTURO

1. El módulo resiliente efectivo de la subrasante puede determinarse por alguno de estos métodos.

    a. Ensayos de laboratorio (Paso 5)

    b. Cálculo a partir de medidas de deflexiones.

    c. Estimación a partir de información disponible sobre suelos y relaciones desarrolladas a partir de estudios del módulo resiliente.

    Hay que tener en cuenta las variaciones estacionales de M_R, si éstas tienen lugar. No hay que olvidarse de usar el factor de corrección C (C = 0,33) cuando se usan medidas de deflexiones.

2. Pérdida de serviciabilidad de diseño. Será la serviciabilidad inmediatamente después de colocado el refuerzo, P_1, menos la serviciabilidad P_2 en el momento de la nueva rehabilitación.

$$\Delta PSI = P_1 - P_2$$

3. Confiabilidad *R* del refuerzo.

4. Desviación estándar S_0 para el pavimento flexible.

Con estos datos y el ábaco o la ecuación de diseño se puede determinar SN_f.

PASO 7. DETERMINACIÓN DEL NÚMERO ESTRUCTURAL EFECTIVO SN_{ef} DEL PAVIMENTO EXISTENTE

Hay tres métodos para determinar SN_{ef}:

- NDT
- Observación visual y ensayo de materiales
- Vida remanente

Es conveniente usar los tres métodos para evaluar el pavimento, y luego seleccionar el valor de SN_{ef} basado en los resultados, haciendo uso del criterio ingenieril y de la experiencia.

En el caso de usar el método NDT se supone que la capacidad estructural del pavimento es una función de su espesor y rigidez totales. La relación entre SN_{ef} y E_p es:

$$SN_{ef} = 0{,}0045 \cdot D \cdot \left(E_p\right)^{1/3} \qquad \text{Ecuación XI.2.}$$

donde:

SN_{ef} = número estructural efectivo (pulg)
D = espesor total del paquete estructural (pulg)
E_p = módulo efectivo de todo el paquete (psi)

ó, en unidades métricas:

$$SN_{ef} = 0{,}0024 \cdot D \cdot \left(E_p\right)^{1/3} \qquad \text{Ecuación XI.3.}$$

donde:

SN_{ef} = número estructural efectivo (mm)
D = espesor total del paquete estructural (mm)
E_p = módulo efectivo de todo el paquete (kPa)

E_p se determina a través de deflexiones como ya se ha explicado.

La figura XI.6 muestra la relación expresada por las fórmulas de las ecuaciones XI.2 y XI.3.

En el caso de usar el método de observación visual y ensayo de materiales, se debe analizar la ecuación del número estructural:

$$SN_{ef} = a_1 \cdot D_1 + a_2 \cdot D_2 \cdot m_2 + a_3 \cdot D_3 \cdot m_3$$

m_2 y m_3 se determinan de acuerdo a las condiciones de drenaje.

Los valores de a_1, a_2 y a_3 serán menores que los que se consideran en un diseño nuevo debido al deterioro que presenta las capas. En la tabla XI.1 se da una sugerencia de los valores a adoptar para cada capa en función de su grado de deterioro.

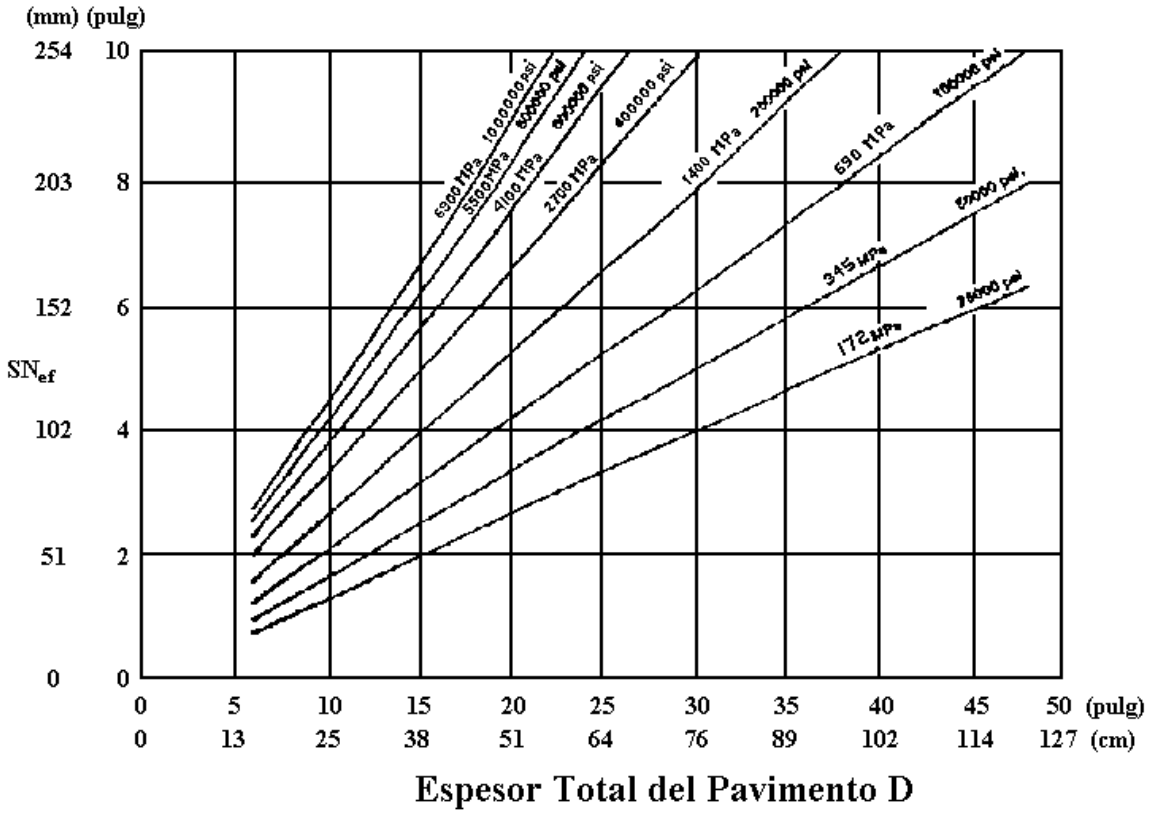


Figura XI.6. *SN_{ef}* en función de *E_P* (Método NDT)
Fuente: AASHTO, Guide for Design of Pavement Structures 1993.

Tabla XI.1. Valores sugeridos del coeficiente estructural para capas de pavimentos deteriorados

Material	Condición de Superficie	Coeficiente
Concreto Asfáltico	Muy poca piel de cocodrilo y/o fisuras transversales de severidad baja	0,35-0,40
	<10% de piel de cocodrilo de severidad baja y/o <5% de fisuras transversales de severidad media y alta	0,25-0,35
	>10% de piel de cocodrilo de severidad baja y/o <10% de piel de cocodrilo de severidad media y/o 5-10% de fisuras transversales de severidad media y alta	0,20-0,30
	>10% de piel de cocodrilo de severidad media y/o <10% de piel de cocodrilo de severidad alta y/o >10% de fisuras transversales de severidad media y alta	0,14-0,20
	>10% de piel de cocodrilo de severidad alta y/o >10% de fisuras transversales de severidad alta	0,20-0,35
Base Estabilizada	Muy poca piel de cocodrilo y/o fisuras transversales de severidad baja	0,20-0,35
	<10% de piel de cocodrilo de severidad baja y/o <5% de fisuras transversales de severidad media y alta	0,15-0,25
	>10% de piel de cocodrilo de severidad baja y/o <10% de piel de cocodrilo de severidad media y/o 5-10% de fisuras transversales de severidad media y alta	0,15-0,20
	>10% de piel de cocodrilo de severidad media y/o <10% de piel de cocodrilo de severidad alta y/o >10% de fisuras transversales de severidad media y alta	0,10-0,20
	>10% de piel de cocodrilo de severidad alta y/o >10% de fisuras transversales de severidad alta	0,08-0,15
Base o Sub-base Granular	Sin evidencia de bombeo, degradación o contaminación por finos	0,10-0,14
	Alguna evidencia de bombeo, degradación o contaminación por finos	0,00-0,10

Fuente: AASHTO, Guide for Design of Pavement Structures 1993.

En el caso de usar el método de la vida remanente se tiene:

Vida remanente (%) $RL = 100 \cdot \left(1 - \frac{N_P}{N_{1,5}}\right)$

$N_{1,5}$ se estima con la ecuación de diseño o con el ábaco de diseño, determinando el número de ESALs que producen una serviciabilidad final de 1,5 (rotura del pavimento). En este caso se debe usar una confiabilidad R = 50%.

El SN_{ef} se determina con la ecuación:

$$SN_{ef} = CF \cdot SN_0$$

SN_0 es el número estructural del pavimento, si éste fuera nuevamente construido.

PASO 8. DETERMINACIÓN DEL ESPESOR DEL REFUERZO

Se lo determina con la expresión:

$$D_{ol} = \frac{SN_{ol}}{a_{ol}} = \frac{SN_f - SN_{ef}}{a_{ol}}$$

donde:

SN_{ol} = número estructural requerido para el refuerzo
a_{ol} = coeficiente estructural del refuerzo de concreto asfáltico
D_{ol} = espesor requerido de refuerzo
SN_f = número estructural determinado en el paso 6
SN_{ef} = número estructural efectivo del pavimento existente

XI.4.5. FRESADO SUPERFICIAL DEL PAVIMENTO EXISTENTE

Si se fresa el pavimento en forma previa al refuerzo, la profundidad de fresado tiene que estar reflejada en el análisis se SN_{ef}. No se debe hacer ningún ajuste si el SN_{ef} se determina por NDT y si la profundidad de fresado no supera el mínimo necesario para remover los ahuellamientos superficiales. Si se fresa una profundidad mayor, se debe reducir el SN_{ef} determinado por NDT en una cantidad igual a la profundidad fresada multiplicada por el coeficiente estructural de la capa de concreto asfáltico en el estado en que se encuentre.

XI.5. REFUERZO DE CONCRETO ASFÁLTICO SOBRE PAVIMENTOS DE HORMIGÓN

La construcción de un refuerzo de concreto asfáltico sobre pavimentos de hormigón (HºSº, HºAº con juntas u HºAº continuo) implica la realización las siguientes tareas:

1. Reparación de áreas deterioradas y mejoramiento de las condiciones de drenaje (si fuera necesario).

2. Ensanche, si fuera necesario.

3. Aplicación del riego de liga.

4. Colocación del refuerzo de concreto asfáltico, incluyendo un tratamiento de control de reflexión de fisuras, si fuera necesario.

XI.5.1. FACTIBILIDAD

Este tipo de solución es factible de ser realizada, excepto en los casos en que el pavimento existente este tan deteriorado que sea aconsejable su remoción y reemplazo. Los casos en que el refuerzo de concreto asfáltico sobre hormigón no es factible son:

1. El monto de fisuración en losas y descascaramiento en juntas es tan grande que es aconsejable la remoción total del pavimento existente.

2. Deterioros serios en las losas de hormigón debidos a problemas de durabilidad.

3. En pasos a bajo nivel cuando las condiciones de gálibo no permiten colocar el refuerzo.

XI.5.2. TAREAS DE REPARACIÓN PREVIAS

Los siguientes tipos de fallas en hormigón simple, hormigón armado con juntas y hormigón armado continuo deben ser reparadas previamente. En la siguiente tabla se indica el tipo de reparación a realizar según el tipo de falla:

Tipo de Falla	Reparación
Fisuras de trabajo	Reparación en todo el espesor o reemplazo de losa
Punzonados	Reparación en todo el espesor
Juntas descascaradas	Reparación total o parcial en el espesor
Reparaciones deterioradas	Reparación en todo el espesor
Bombeo y movimiento diferencial	Drenes de borde
Asentamientos/hinchamientos	Capa de CºAº para nivelar, gateado de losa o reconstrucción localizada

Cuando se habla de reparaciones en todo el espesor del hormigón o reemplazo de losas de hormigón simple o armado con juntas, estas deben ser de hormigón, con pasadores o barras de unión a los efectos de asegurar una buena transferencia de cargas a través de la junta reparada. En algunos casos se han hecho reparaciones en todo el espesor en concreto asfáltico en lugar de hormigón. Esto no ha dado buenos resultados puesto que aparecen manchas en el refuerzo, apertura de juntas y fisuras y rápido deterioro en las inmediaciones del parche de concreto asfáltico.

En el caso de pavimentos de hormigón armado continuo, las reparaciones en todo el espesor del mismo deben ser tales de asegurar una buena continuidad en la armadura mediante la soldadura o empalme con la armadura existente. No deben hacerse reparaciones de concreto asfáltico previo a la colocación del refuerzo.

La instalación de drenes de borde, mantenimiento de drenes existentes o tareas de mejoramiento de las condiciones de drenaje deben ser hechas antes de la colocación del refuerzo.

Las juntas de alivio de tensiones deben ser ubicadas solamente en correspondencia con estructuras fijas y no en intervalos regulares a lo largo del pavimento. La única excepción es cuando una reacción álcali-agregado produce expansión de la losa.

XI.5.3. CONTROL DE REFLEXION DE FISURAS

La reflexión de fisuras tiene lugar debido a una concentración de deformaciones en el refuerzo por el movimiento en las inmediaciones de fisuras y juntas en el pavimento existente. Este movimiento puede ser de flexión o de corte inducido por cargas o contracción horizontal debido a cambios de temperatura. Los movimientos inducidos por cargas están influenciados por el espesor del refuerzo y el espesor y rigidez del pavimento existente. Los movimientos inducidos por temperatura están influenciados

por variaciones térmicas diarias y estacionales, por el coeficiente de expansión térmica del pavimento existente y por el espaciamiento entre juntas y fisuras.

En el caso de un refuerzo de concreto asfáltico sobre hormigón simple u hormigón armado con juntas, la reflexión de fisuras se desarrolla bastante rápido (en menos de un año). La rapidez del desarrollo depende de los factores ya citados y del nivel de tránsito.

Las medidas para controlar la reflexión de fisuras son:

1. Aserrado y sellado de juntas en el refuerzo de concreto asfáltico en correspondencia con las juntas del pavimento de hormigón subyacente. Esta técnica ha sido muy exitosa cuando se aplica a refuerzos de concreto asfáltico sobre pavimentos de hormigón cuando la cuchilla encuentra la junta o la fisura con un margen de 1 pulgada (25 mm).

2. Incremento del espesor del refuerzo. En este caso la reflexión tardará más tiempo en desarrollarse.

3. Colocación de un estabilizado granular bituminoso previo a la colocación del refuerzo.

4. Colocación de una membrana sintética previa a la colocación del refuerzo. Esta solución es cuestionable.

5. Triturado y compactación del pavimento existente de hormigón.

6. Fisurado y asentamiento de pavimento de hormigón simple, o rotura y asentamiento del pavimento de hormigón armado con juntas.

La fisura reflejada en el refuerzo no sólo disminuye la serviciabilidad del mismo, sino que es una vía de entrada de agua a la estructura del pavimento. Esto provocará pérdida de adherencia entre el refuerzo y el pavimento existente, estriado con peladuras y desprendimientos en el pavimento de concreto asfáltico y aumento de fisuras de durabilidad o problemas con áridos reactivos en el hormigón. Es por esta razón que la junta o fisura reflejada debe ser sellada lo más pronto posible y resellarse toda vez que ocurra en la vida útil del pavimento.

XI.5.4. DISEÑO DE ESPESORES

Si el refuerzo se coloca a los efectos de satisfacer condiciones funcionales de la calzada, bastará colocar un espesor mínimo. Si en cambio, el refuerzo es colocado para mejorar las condiciones estructurales del pavimento, el espesor requerido es una función de la capacidad estructural necesaria para satisfacer las futuras necesidades del tránsito. La ecuación de diseño del espesor de refuerzo es:

$$D_{ol} = A \cdot \left(D_f - D_{ef} \right)$$

donde:

D_{ol} = espesor de refuerzo.
A = factor que convierte la deficiencia en espesor del pavimento de hormigón en un espesor de refuerzo de concreto asfáltico.
D_f = espesor de losa necesario para soportar el tránsito futuro.
D_{ef} = espesor efectivo de la losa existente.

Si se trabaja en pulgadas, A responde a esta ecuación:

$$A = 2{,}2233 + 0{,}0099 \cdot \left(D_f - D_{ef} \right)^2 - 0{,}1534 \cdot \left(D_f - D_{ef} \right) \qquad \text{Ecuación XI.4.a}$$

Si se trabaja en milímetros, *A* responde a esta ecuación:

$$A = 2{,}2233 + 1{,}53 \cdot 10^{-5} \cdot (D_f - D_{ef})^2 - 6{,}04 \cdot 10^{-3} \cdot (D_f - D_{ef}) \qquad \text{Ecuación XI.4.b}$$

$D_f - D_{ef}$ = deficiencia en espesor del pavimento de hormigón.

En la figura XI.7 se encuentra graficada la ecuación XI.4.

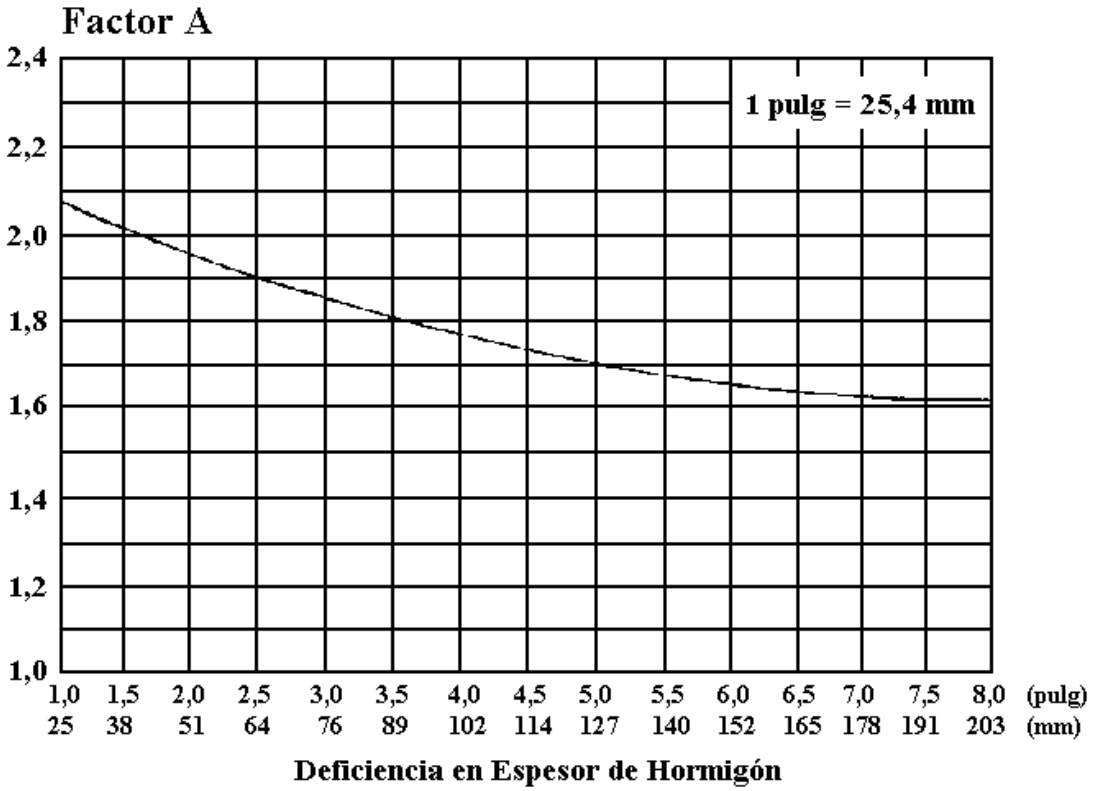


Figura XI.7. Factor *A* para convertir deficiencia en espesor de hormigón en espesor de refuerzo de concreto asfáltico.
Fuente: AASHTO, Guide for Design of Pavement Structures 1993.

El espesor de los refuerzos de concreto asfáltico sobre pavimentos de hormigón puede variar entre 50 mm (2 pulg) a 250 mm (10 pulg).

Para determinar el espesor de refuerzo se deben seguir los pasos que se indican en los apartados siguientes. Los pasos 4 y 5 pueden obviarse si no se hacen ensayos in situ y en laboratorio.

PASO 1. DISEÑO DEL PAVIMENTO EXISTENTE

Es necesario conocer:

1. Espesor de losa existente.

2. Tipo de transferencia de carga (dispositivos mecánicos, trabazón entre agregados, hormigón armado continuo).

3. Tipo de banquina (vinculada de hormigón, otro tipo).

PASO 2. ANÁLISIS DE TRÁNSITO

Es necesario conocer:

1. Ejes tipo (ESALs) acumulados en el carril de diseño (Np), si se desea determinar D_{ef} por el método de la vida remanente.

2. ESALs futuros en el carril de diseño durante el período de diseño (N_f).

En ambos casos se deben usar los LEFs para pavimentos rígidos.

PASO 3. OBSERVACIÓN DEL ESTADO DEL PAVIMENTO EXISTENTE

Deberán medirse los tipos de fallas que se indican a continuación. Es conveniente hacer toma de muestras para cuantificar mejor.

Fallas para pavimentos de hormigón simple o armado con juntas:

1. Número de juntas transversales deterioradas por milla (1,6 Km) o Km.

2. Número de fisuras transversales deterioradas por kilómetro o milla.

3. Número de parches de concreto asfáltico en todo el espesor, excepcionalmente juntas anchas (mayores de 1 pulg o 25 mm) y juntas de expansión por kilómetro o milla (excepto las correspondientes a puentes).

4. Presencia y severidad de problemas de durabilidad del hormigón.

   a.) Fisuras de durabilidad: severidad baja (fisuras solamente), severidad media (algo de descascaramiento), severidad alta (descascaramiento severo).

   b.) Fisuras por áridos reactivos: severidad baja, media y alta.

5. Evidencia de movimientos verticales entre losas, bombeo de finos o agua en juntas, fisuras y bordes de pavimento.

Fallas para pavimentos de hormigón armado continuo.

1. Número de punzonados por kilómetro o milla.

2. Número de fisuras transversales deterioradas por kilómetro o milla.

3. Número de parches de concreto asfáltico en todo el espesor, excepcionalmente juntas anchas (mayores de 1 pulgada o 25 mm) y juntas de expansión (excepto en puentes), por kilómetro o milla.

4. Número de reparaciones existentes y nuevas previas al refuerzo, por kilómetro o milla.

5. Presencia y severidad de problemas de durabilidad del hormigón.

   a.) Fisuras de durabilidad: severidad baja (fisuras solamente), severidad media (algo de descascaramiento), severidad alta (descascaramiento severo).

   b.) Fisuras por áridos reactivos: severidad baja, media y alta.

6. Evidencia de bombeo de finos o agua.

PASO 4. ENSAYOS DE DEFLEXIÓN

Es muy conveniente medir los cuencos de deflexión que se producen cuando se carga la losa con un dispositivo NDT. Las zonas a analizar están separadas entre 30 y 300 m (100-1000 pies). Las deflexiones se miden con sensores ubicados a 0, 30, 60 y 90 cm (0, 12, 24 y 36 pulg) del centro del plato de carga. En base al área del cuenco de deflexiones se puede calcular el valor *k* y el módulo elástico de la losa.

En área del cuenco responde a la siguiente fórmula y varía entre 29 y 32 para un hormigón sano:

$$\text{ÁREA} = 6 \cdot \left[1 + \frac{2 \cdot d_{12}}{d_0} + \frac{2 \cdot d_{24}}{d_0} + \frac{d_{36}}{d_0} \right]$$

donde:

d_0 = deflexión en el centro del plato de carga (pulg o mm)
d_i = deflexión a 12, 24 y 36 pulgadas del centro (pulg o mm)

1. El valor efectivo dinámico *k* se obtiene a partir de la figura XI.8 entrando con d_0 y ÁREA si la placa de carga tiene un radio de 5,9 pulgadas y la carga es de 40 kN.

2. Una vez obtenido el valor de *k* dinámico hay que transformarlo en un *k* estático. Esto se hace dividiendo el valor de *k* dinámico por 2.

$$k_{estático} = \frac{k_{dinámico}}{2}$$

Este valor $k_{estático}$ debe ser ajustado por efectos estacionales.

3. Para obtener el módulo elástico de la losa de hormigón se entra en figura XI.9 con ÁREA, levanta una vertical hasta la curva del valor dinámico de *k* y luego se sigue con una horizontal hasta el eje de ordenadas para determinar ED^3. Conociendo el espesor *D* de la losa, se puede conocer el módulo elástico *E*. Los valores típicos de *E* varían entre 21000 a 56000 MPa (3 a $8 \cdot 10^6$ psi).

   Si el valor de *E* obtenido está fuera de este rango, puede haber un error en el espesor, o bien se midió el cuenco de deflexión sobre una fisura, o el hormigón se encuentra muy deteriorado.

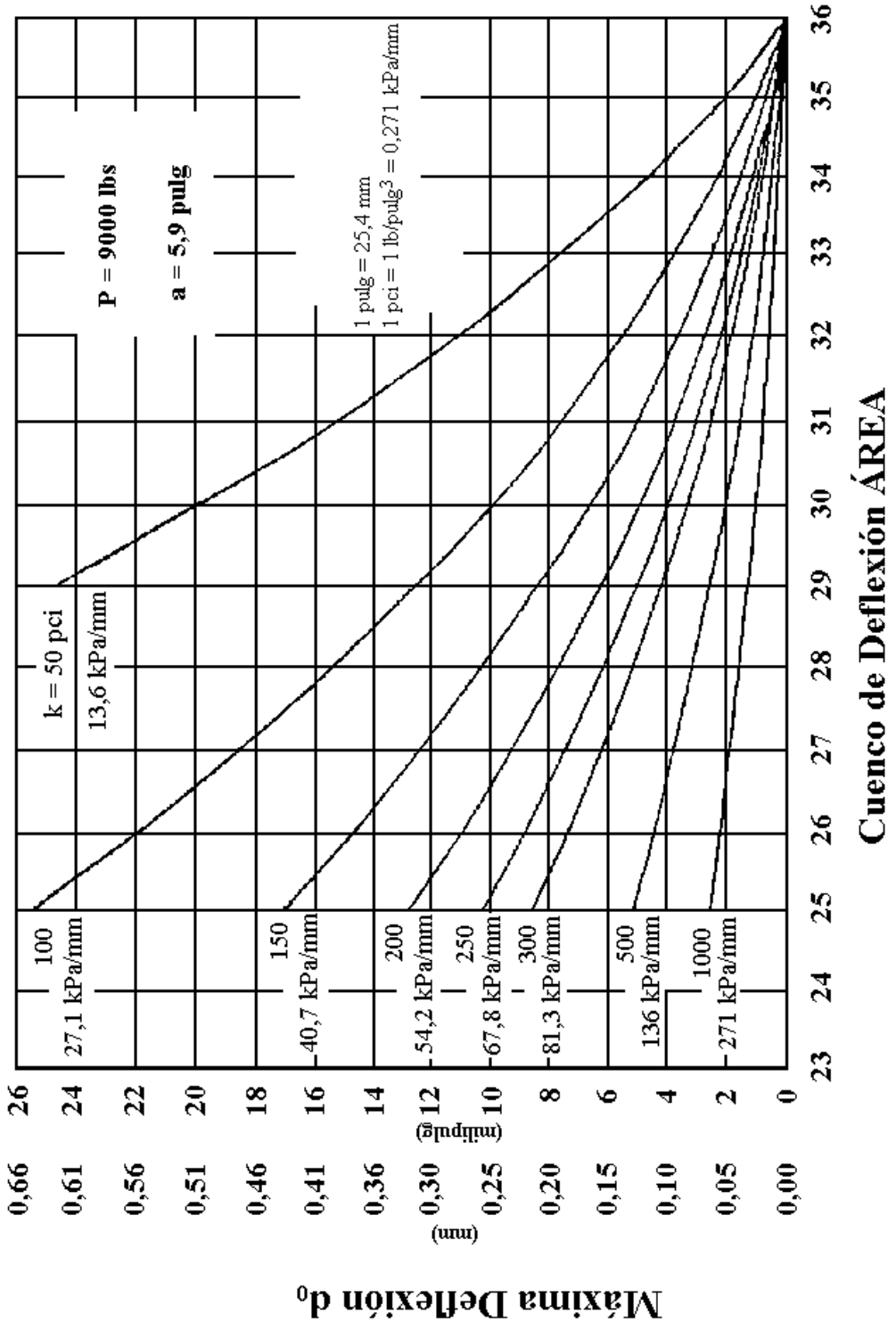


Figura XI.8. Valor efectivo dinámico de *k* en función de d_0 y ÁREA.
Fuente: AASHTO, Guide for Design of Pavement Structures 1993.

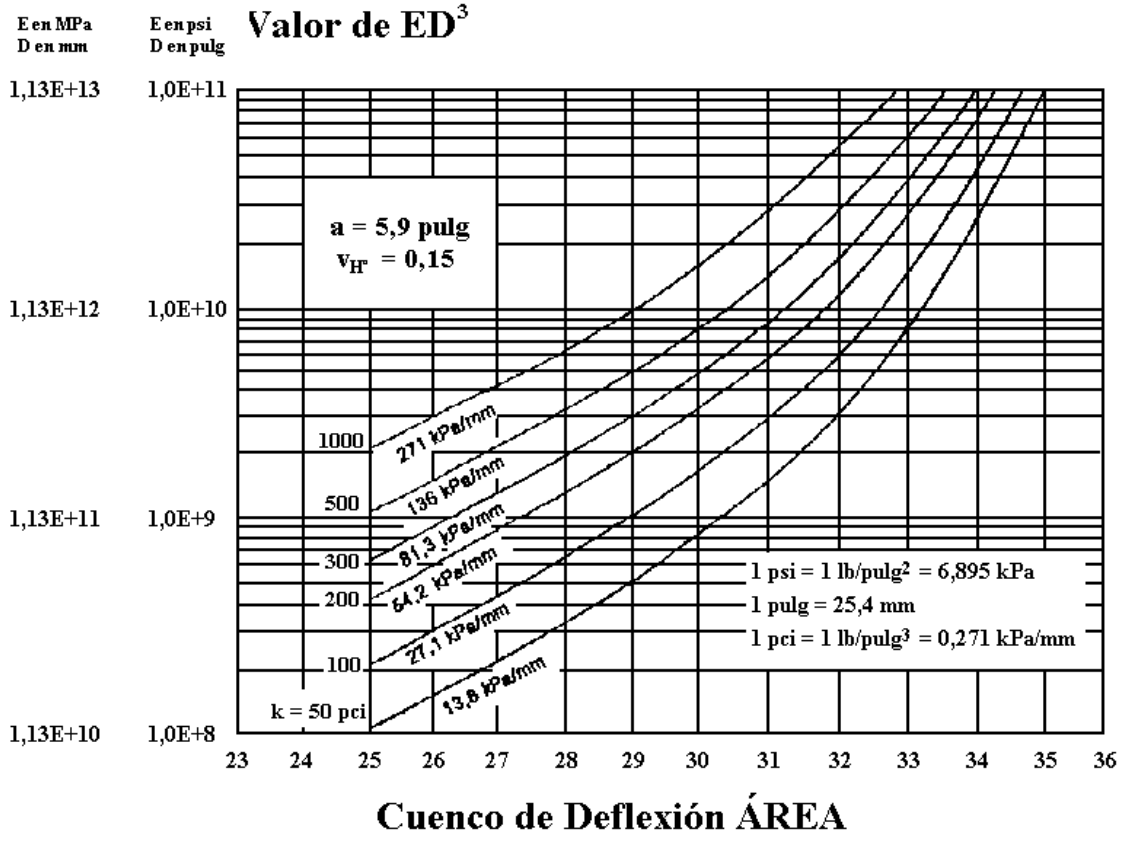


Figura XI.9. Módulo elástico del hormigón en función de *k* y ÁREA.
Fuente: AASHTO, Guide for Design of Pavement Structures 1993.

4. Transferencia de cargas. Este tipo de medidas se hace para pavimentos de hormigón simple o de hormigón armado con juntas. La transferencia de cargas no debe medirse cuando la temperatura ambiente sea mayor de 27ºC. Para determinarla se ubica la placa de carga con uno de sus bordes tocando la junta. Se mide la deflexión en el centro de la carga y a 30 cm (12 pulgadas) del centro. El porcentaje de transferencia de cargas por deflexión es:

$$\Delta LT = 100 \cdot \frac{(\Delta ul)}{\Delta l} \cdot B$$

donde:

Δul = deflexión del lado no cargado (mm o pulg)
Δl = deflexión del lado cargado (mm o pulg)
B = factor correctivo por flexión de losa

Se aplica el factor correctivo B porque las deflexiones d_0 y d_{12} no serían las mismas que se medirían en el centro de la losa. B puede determinarse así:

$$B = \frac{d_0}{d_{12}} \text{ centro de la losa}$$

B varía entre 1,05 y 1,15.

En base al porcentaje de transferencia de cargas puede determinarse el coeficiente de transferencia de cargas:

Porcentaje de Transferencia de Cargas	**Coeficiente *J***
> 70	3,2
50 - 70	3,5
< 50	4

Para pavimentos de hormigón armado continuo, J varía entre 2,2 y 2,6.

PASO 5. MUESTREO Y ENSAYO DE MATERIALES

1. Para la determinación del módulo de rotura *Sc'* del hormigón se deben cortar muestras de 6" de diámetro del centro de la losa y hacer un ensayo de tracción indirecta.

El módulo de rotura es:

$$S_C' = 210 + 1{,}02 \cdot IT$$

siendo:

Sc' = módulo de rotura, psi

IT = tracción indirecta medida en las probetas, psi

En unidades métricas:

$$S_C' = 1450 + 1{,}02 \cdot IT$$

siendo:

Sc' = módulo de rotura, kPa

IT = tracción indirecta medida en las probetas, kPa

PASO 6. DETERMINACIÓN DEL ESPESOR REQUERIDO DE LOSA PARA EL TRÁNSITO FUTURO D_f

Los datos para determinar D_f son función del pavimento existente y de las propiedades de la fundación. Es necesario recalcar que las propiedades del pavimento existente de hormigón (módulo elástico, módulo de rotura y transferencia de cargas) van a controlar el comportamiento del refuerzo de concreto asfáltico. Es por ello que se debe conocer:

1. Valor estático efectivo *k* debajo del pavimento existente de hormigón. Este se puede determinar por alguno de estos métodos:

    a. Cálculo de *k* efectivo dinámico a partir de medidas de cuencos de deflexión. Dividiendo el valor obtenido por 2 se obtiene el *k* efectivo estático. Cuando sea necesario, este valor *k* efectivo debe ser corregido por efectos estacionales.

    b. Determinación del valor *k* luego de la remoción de la losa en determinados sitios. Esta alternativa es muy costosa e insume mucho tiempo, por lo que se la usa muy poco.

    c. Estimación a partir de datos de suelos, tipo de base y espesores, usando las figuras del capítulo 4, Pavimentos de Concreto Asfáltico Método AASHTO-93. Esta alternativa es simple, pero el valor *k* obtenido puede ser algo burdo y debería, además, ajustarse por variaciones estacionales.

2. Pérdida de serviciabilidad de diseño. Es la diferencia entre la serviciabilidad inmediatamente después del refuerzo y la serviciabilidad en el momento de la próxima rehabilitación.

3. Factor de transferencia de cargas J (Ver Paso 4).

4. Módulo de rotura del pavimento existente de hormigón. Este puede ser determinado por alguno de los siguientes métodos:

    a. Estimación a través de la resistencia a la tracción indirecta (Ver paso 5).

b. Estimación a través del módulo elástico del pavimento existente:

$$S_C' = 43{,}5 \cdot \left(\frac{E}{10^6} \right) + 488{,}5$$

donde:

E = módulo elástico del hormigón (psi)

En unidades métricas:

$$S_C' = 43{,}5 \cdot \left(\frac{E}{10^6} \right) + 3370$$

donde:

E = módulo clástico del hormigón (kPa)

5. Módulo elástico del pavimento de hormigón existente. Para ello pueden usarse alguno de estos métodos:

   a. Cálculo a partir de medidas de deflexiones (Paso 4).

   b. Estimación a partir de la resistencia a la tracción indirecta.

6. Pérdida de soporte de la losa existente. Las juntas de esquina que pueden tener una pérdida importante de soporte pueden ser identificadas mediante ensayos FWD. Las pérdidas de soporte en pavimentos de hormigón armado continuo pueden ser determinadas graficando la deflexión del borde de la losa o de la zona usada por las ruedas de los vehículos e identificando puntos con deflexiones

excesivas. Toda falta de soporte debe ser corregida con estabilización de la losa. Para el diseño del espesor del refuerzo se debe considerar $LS = 1$.

7. Confiabilidad de diseño del refuerzo *R*.

8. Desviación estándar S_0 para pavimento rígido.

9. Condiciones de drenaje. El bombeo o movimientos diferenciales verticales en juntas o fisuras son indicios de que hay problemas de drenaje. Se deben considerar condiciones pobres de drenaje, es decir $C_d = 1{,}0$.

PASO 7. DETERMINACIÓN DEL ESPESOR EFECTIVO DE LOSA DEL PAVIMENTO EXISTENTE D_{ef}

Hay dos métodos para encarar el cálculo de D_{ef}:

1. Observación del estado del pavimento existente.

El espesor efectivo de la losa existente es:

$$D_{ef} = F_{jc} \cdot F_{dur} \cdot F_{fat} \cdot D$$

siendo:

D = espesor de la losa existente de hormigón

Los factores *F* son factores de ajuste.

a.) Factor de ajuste por juntas y fisuras F_{jc}. Este factor hace un ajuste por una pérdida extra de serviciabilidad causada por fisuras reflejadas y deterioradas en el refuerzo

que son el resultado de juntas o fisuras no reparadas y otros tipos de discontinuidades en el pavimento existente previo al refuerzo. Una junta deteriorada o una fisura se reflejarán rápidamente en el refuerzo con la consecuente pérdida de serviciabilidad. Es por eso que se recomienda que todas las juntas deterioradas, fisuras y cualquier otro tipo de discontinuidades en la losa existente sean reparadas en todo su espesor con hormigón vinculado (pasadores y barras de unión) al pavimento existente.

Si no es posible reparar todas las áreas deterioradas, con la siguiente información se puede determinar F_{jc}:

Pavimentos con ausencia de fisuras de durabilidad y ausencia de problemas de reacción álcali-agregado.

- Número de juntas deterioradas no reparadas por kilómetro o milla.
- Número de fisuras deterioradas no reparadas por kilómetro o milla.
- Número de punzonados no reparados por kilómetro o milla.
- Número de juntas de expansión, excepcionalmente juntas anchas (>2,5 mm) y parches de concreto asfáltico en todo el espesor, por kilómetro o milla.

En función del número de juntas deterioradas no reparadas, fisuras, baches, etc., se determina el F_{jc} mediante la figura XI.10.

b.) Factor de ajuste por durabilidad. Este factor tiene en cuenta la pérdida de serviciabilidad que puede tener el pavimento existente cuando hay fisuras de durabilidad o fallas debidas a reacción álcali-agregado. Los valores a adoptar para F_{dur} son:

F_{dur} = 1,00	No hay problemas de durabilidad.
F_{dur} = 0,96-0,99	Hay fisuras de durabilidad, pero sin descascaramiento
F_{dur} = 0,88-0,95	Fisuras importantes y algo de descascaramiento
F_{dur} = 0,80-0,88	Gran extensión de fisuras y descascaramiento severo

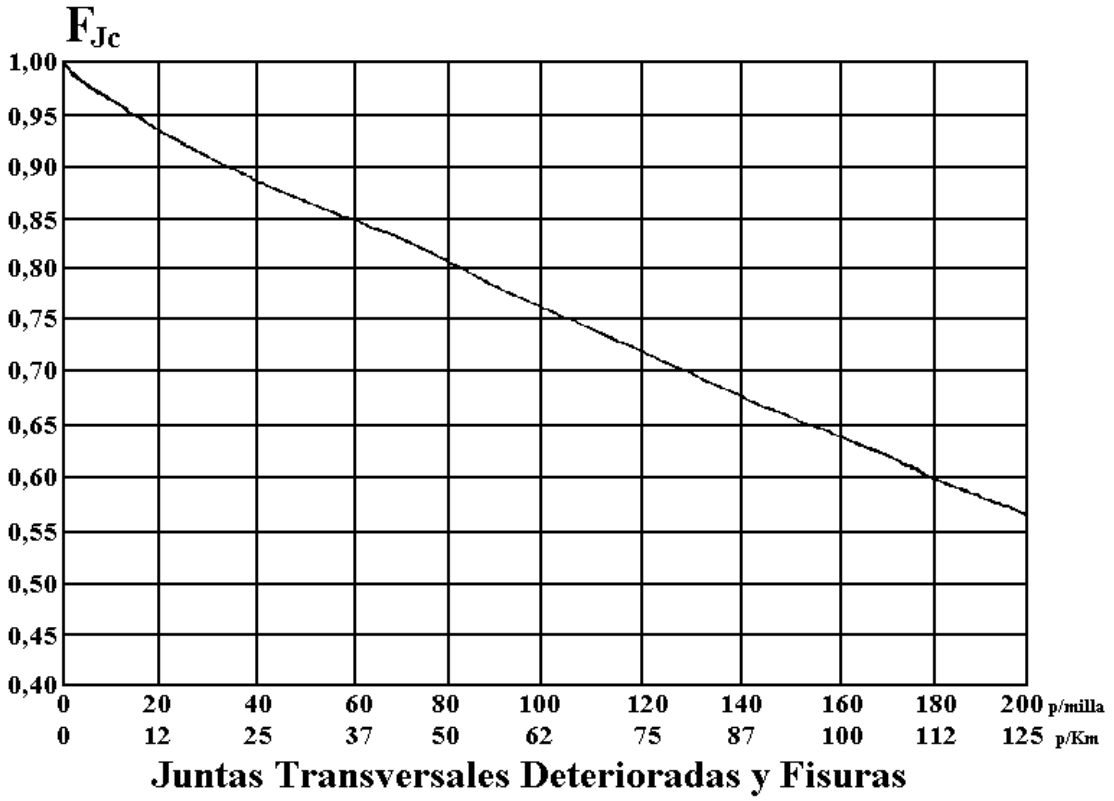


Figura XI.10. Factor de ajuste por juntas y fisuras.
Fuente: AASHTO, Guide for Design of Pavement Structures 1993.

c.) Factor de ajuste por fatiga. Este factor considera un ajuste por daños de fatiga que pueden existir en la losa. Se lo determina observando la extensión de fisuras transversales (en pavimentos de HºSº u HºAº con juntas) o punzonadas (HºAº continuo) que pueden haber sido causados por repetición de cargas. Como guía se dan estos valores:

F_{fat}	
0,97-1,00	Pocas juntas transversales/punzonados (ninguna causada por problemas de durabilidad) HºSº: <5% de losas fisuradas HºAº con juntas: <25% fisuras de trabajo, por milla HºAº con juntas: <15% fisuras de trabajo, por kilómetro HºAº continuo: <4% de punzonamiento, por milla HºAº continuo: <2,5% de punzonamiento, por kilómetro
0,94-0,96	Hay un número significativo de juntas transversales/punzonados (ninguna causada por problemas de durabilidad) HºSº: 5-15% de losas fisuradas HºAº con juntas: 25-75% fisuras de trabajo, por milla HºAº con juntas: 15-45% fisuras de trabajo, por kilómetro HºAº continuo: 4-12% de punzonamiento, por milla HºAº continuo: 2,5-7,5% de punzonamiento, por kilómetro
0,90-0,93	Muchas fisuras transversales/punzonados (ninguna causada por problemas de durabilidad) HºSº: >15% de losas fisuradas HºAº con juntas: >75% fisuras de trabajo, por milla HºAº con juntas: >45% fisuras de trabajo, por kilómetro HºAº continuo: >12% de punzonamiento, por milla HºAº continuo: >7,5% de punzonamiento, por kilómetro

2. A partir de la vida remanente

La vida remanente del pavimento responde a esta ecuación:

$$RL = 100 \cdot \left[1 - \frac{N_P}{N_{1,5}} \right]$$

N_P = número de ESALs hasta la fecha
$N_{1,5}$ = número de ESALs para llevar el pavimento a la rotura

$N_{1,5}$ se puede obtener a partir de la ecuación de diseño o mediante ábacos, suponiendo una serviciabilidad final p_t = 1,5 y una confiabilidad R = 50%.

D_{ef} se determina con la ecuación:

$$D_{ef} = CF \cdot D$$

CF es el factor de condición, función de RL.

PASO 8. DETERMINACIÓN DEL ESPESOR DE REFUERZO

Se emplea esta ecuación:

$$D_{ol} = A \cdot \left(D_f - D_{ef} \right)$$

donde A es el factor que convierte una deficiencia en espesor de hormigón en espesor de refuerzo de concreto asfáltico y responde a la ecuación XI.4.a en unidades inglesas o a XI.4.b en unidades métricas.

ANEXOS

ENSAYOS PARA OBRAS DE PAVIMENTACIÓN

ANEXO I

ENSAYOS PARA OBRAS DE PAVIMENTACIÓN.

A continuación se definirá y describirá el objetivo de los ensayos más comunes que se realizan normalmente durante la ejecución de las obras de pavimentación en Bolivia.

1. ENSAYO DE PENETRACIÓN DE MATERIALES BITUMINOSOS.

(DESIGNACIÓN AASHTO: T 49-93)
(DESIGNACIÓN ASTM: D 5-86)

1.1. ALCANCE

Este método de ensayo cubre la determinación de la penetración de materiales bituminosos semi-sólido y sólidos. Los materiales que tienen penetraciones debajo de 350 pueden ser probados por el aparato normal y con el siguiente procedimiento. Para materiales que tienen penetraciones entre 350 y 500, se debe usar un aparato especial.

1.2. DESCRIPCIÓN DE TÉRMINO

La penetración de un material bituminoso es la distancia en décimas de milímetro que una aguja normalizada penetra verticalmente bajo las condiciones fijas de temperatura, carga y tiempo.

1.3. RESUMEN DEL MÉTODO

La muestra se funde y se refresca bajo las condiciones controladas. La penetración es medida con un penetrómetro por medio de una aguja normalizada se aplica a la muestra bajo las condiciones específicas.

1.4. SIGNIFICADO Y UTILIZACIÓN

La prueba de penetración se usa como una medida de consistencia. Los valores más altos de penetración indican consistencia más suave.

1.5. HERRAMIENTAS

1.5.1. Aparato De Penetración

Cualquier aparato que permita movimiento del soporte sin fricción apreciable y que se calibre con precisión para rendir resultados que de acuerdo con la descripción del término, la penetración será aceptable. La superficie en la cual el recipiente de muestra descansa, debe ser plano y el eje del soporte debe estar en aproximadamente 90 grados a esta superficie. El soporte será desmontable sin el uso de herramientas especiales, para verificar su masa. Cuando la aguja está montada en un herrete, la masa del soporte movible debe ser de 47.5 ± 0.05 g. Sin tener en cuenta el tipo de montura de la aguja, la

masa total de la aguja y del soporte ensamblado debe ser de 50.0 ± 0.05 g. Los pesos de 50.0 ± 0.05 g y 100.0 ± 0.05 g deben ser proporcionados para las cargas totales de 100 g y 200 g, dependiendo de las condiciones del ensayo a ser aplicado.

1.5.2. Aguja

La aguja (Figura 1) debe estar hecha de acero inoxidable totalmente endurecido y templado, 440 ºC o equivalente, HRC 54 a 60. Será aproximadamente 50 mm (2 in.) de longitud y 1.00 a 1.02 mm (0.039 a 0.040 in.) de diámetro. Debe adelgazar simétricamente en un extremo en forma de cono cuyo ángulo debe estar dentro del rango de 8.7 a 9.7 grados encima de la longitud entera del diámetro de la aguja llena, y cuyo eje debe ser coincidente con el eje de la aguja dentro de 0.0127 mm (0.0005 in.) como máximo del indicador total. Después del adelgazado, el punto debe ser de 0.14 a 0.16 mm (0.0055 a 0.0063 in.) en diámetro. El truncamiento será cuadrado con el eje de la aguja dentro de 2 grados y el borde será afilado.

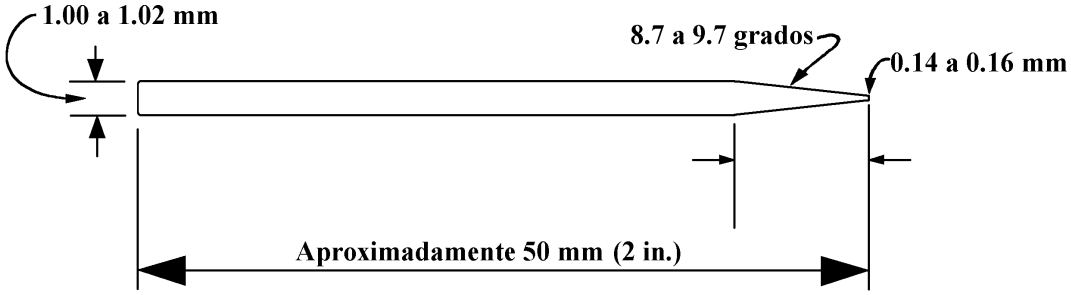


FIGURA 1. Aguja para el Ensayo de Penetración

1.5.3. Recipiente

Los recipientes, en los cuales las muestras serán ensayadas, pueden ser de metal o de vidrio con forma cilíndrica y con el fondo plano. Los recipientes a ser usados para materiales de penetración de 200 o menos debe tener una capacidad nominal de 3 oz (90 ml), de 55 mm (2.17 in.) de diámetro y 35 mm (1.38 in.) de altura. Los recipientes a ser usados para materiales de penetración mayores a 200 debe tener una capacidad nominal de 6 oz (175 ml), de 70 mm de diámetro y 45 mm (1.77 in.) de altura.

1.5.4. Baño De Agua

El baño de agua debe mantener una temperatura que no varía más de 0.1ºC de la temperatura del ensayo. El volumen de agua no debe ser menos de 10 litros. El baño tendrá un estante perforado apoyado en una posición no menos de 50 mm del fondo del baño y no menos de 100 mm debajo del nivel líquido. El agua en el baño debe ser

substancialmente libre del aceite y limo u otro crecimiento orgánico. Se puede usar agua con sal en el baño de agua para las determinaciones a temperaturas bajas. Si los ensayos de penetración serán hechas sin quitar la muestra del baño, se debe proporcionar un estante suficientemente fuerte para apoyar el aparato de penetración.

1.6. PREPARACIÓN DE LA MUESTRA

Caliente la muestra con cuidado para prevenir sobrecalentamiento local hasta que se haya puesto fluido. Entonces mezclar de forma constante y aumente la temperatura de la muestra del asfalto a no más de 100ºC (180ºF) sobre su punto de ablandamiento esperado determinado de acuerdo con el Método del Ensayo para el Punto de Ablandamiento de Materiales Bituminosos (Método del Anillo y la Bola – AASHTO T 53). Evite la inclusión de burbujas de aire. Para alcanzar la temperatura de vertido, no caliente la muestra ablandada más de 30 minutos. Entonces verter en el recipiente de la muestra a una profundidad tal que, cuando se enfrié a la temperatura del ensayo, la profundidad de la muestra es por lo menos 10 mm mayor que la profundidad a la que se espera que la aguja penetre. Verter las muestras separadas para cada variación en condiciones del ensayo.

Cubra cada recipiente y sus contenidos como una protección contra el polvo, de manera que permita enfriar en una atmósfera a una temperatura no mayor que 30ºC (86ºF) y no menor que 20ºC (68ºF) por no menos de 1½ horas ni más de 2 horas cuando la muestra está en un recipiente de 175 ml (6 oz) y por no menos de 1 ni más de 1½ horas cuando la muestra está en un recipiente del 90 ml (3 oz). Entonces ponga la muestra en el baño de agua mantenido la temperatura prescrita de ensayo, junto con el plato del traslado si es que se usó, y dejelá por no menos de 1½ horas ni más de 2 horas cuando la muestra está en el recipiente del 175 ml (6 oz), y por no menos de 1 ni más de 1½ horas cuando la muestra está en un recipiente del 90 ml (3 oz).

1.7. CONDICIONES DEL ENSAYO

Cuando las condiciones del ensayo no se han mencionado específicamente, temperatura, carga y tiempo se entiende que debe ser 25ºC (77ºF), 100 g, 5 segundo, respectivamente. Otras condiciones de temperatura, carga y tiempo que pueden usarse para ensayos especiales son:

Temperatura	Carga, g	Tiempo
0ºC (32ºF)	200	60
4ºC (39.2ºF)	200	60
46.1ºC (115ºF)	50	5

En tales casos, las condiciones específicas del ensayo debe ser reportadas.

1.8. PROCEDIMIENTO

Examine el soporte de la aguja para establecer la ausencia de agua y otra materia extraña. Limpie una aguja de penetración con tolueno u otro solvente conveniente, seque con una tela limpia y inserte la aguja en el penetrómetro. A menos que por otra parte se especifique, ponga el 50 gramos de peso sobre la aguja, haciendo la carga total de 100 g ± 0.1 g para la aguja y atadura. Si se hacen ensayos con el aparato de penetración montado en el baño, ponga el recipiente de la muestra directamente en la posición sumergida del aparato de penetración. Si se hacen ensayos con la muestra en el baño y el aparato de penetración fuera del baño, ponga los recipientes en el estante proporcionado en el baño. En los procedimientos anteriores, el recipiente debe mantenerse sumergido completamente durante las pruebas completas. Si se hacen ensayos usando el plato del traslado con el aparato de penetración fuera del baño, ponga la muestra en el plato lleno de agua del baño a una profundidad tal que cubra completamente el recipiente de la muestra. Entonces ponga el plato del traslado que contiene la muestra en el estante en el aparato de penetración y penetre inmediatamente. En cada caso, ajuste la aguja cargada con el peso especificado para hacer simplemente contacto con la superficie de la muestra. Logre esto haciendo contacto del punto de la aguja real con su imagen reflejada por la superficie de la muestra de una fuente de luz propiamente puesta. Anote la lectura del dial o ponga el indicador en cero. Entonces rápidamente se suelta la aguja por el periodo especificado de tiempo y se ajusta el instrumento para medir la distancia penetrada. Observe el recipiente de la muestra como la aguja se aplica, y si cualquier movimiento del recipiente es notado, ignore el resultado.

Haga por lo menos tres penetraciones a los puntos en la superficie de la muestra a no menos de 10 mm (3/8 in.) del lado del recipiente y no menos de 10 mm (3/8 in.) de separación. Si el plato del traslado se usa, devuelve el plato y muestra al baño de agua después de cada penetración. Antes de cada ensayo, limpie la aguja con una tela limpia humedecida con tolueno u otro solvente conveniente para quitar todo el betún adherido, y entonces limpie una tela seca limpia. Para valores de penetración mayores a 200, use al menos tres agujas, dejándolas en la muestra hasta la realización de las penetraciones.

Las agujas, recipientes, y otras condiciones descritas en este método no mantienen determinaciones de penetraciones arriba a 350. Sin embargo, el método puede ser usado para las determinaciones directas arriba a 500 con tal de que se usen recipientes y agujas especiales. El recipiente debe ser al menos de 60 mm de altura. El volumen de material en el recipiente no debe exceder 125 ml para permitir temperatura apropiada de la muestra.

Una aproximación de la penetración de tales materiales de altos en penetración también puede obtenerse usando la aguja normalizada y el recipiente de 6 oz pero con una carga de 50 g. La penetración es calculada entonces multiplicando el resultado de la carga de 50 g por la raíz cuadrada de 2. Es decir:

$$\text{Penetración bajo 100 g de carga} = \text{Penetración bajo 50 g de carga} \times 1.414$$

El reporte de resultado obtenido por este procedimiento indicará la base del ensayo.

1.9. REPORTE

Reporte a la unidad entera más cercana el promedio de por lo menos tres penetraciones cuyos valores no difieren por más de la cantidad mostrado a continuación:

Penetración	0 a 49	50 a 149	150 a 249	250 o más
Máxima Diferencia entre las determinaciones máxima y mínima	2	4	6	8

Si la tolerancia apropiada es excedida, ignora todos los resultados y repite el ensayo.

1.10. PRECISIÓN

Repetición - Dos resultados obtenidos por el mismo operador en la misma muestra en el mismo laboratorio usando el mismo aparato pero en días diferentes, debe ser considerados sospechosos si ellos difieren por más de las siguientes cantidades:

Asfalto a 25ºC (77ºF) debajo de 50 en penetración	1 unidad
Asfalto a 25ºC (77ºF) de 50 en penetración y superior	3% de sus medidas
Alquitrán a 25ºC (77ºF)	15% de sus medidas

Las estimaciones de precisión de los alquitranes son basadas en resultados de 2 alquitranes con penetración de 7 y 24. Las estimaciones no pueden ser aplicables a materiales apreciablemente más duros o más suaves.

Reproducción - Dos resultados obtenidos por operadores diferentes en laboratorios diferentes en días diferentes, deben ser considerados sospechosos si ellos difieren por más de las cantidades siguientes:

Asfalto a 25ºC (77ºF) debajo de 50 en penetración	4 unidad
Asfalto a 25ºC (77ºF) de 50 en penetración y superior	8% de sus medidas
Alquitrán a 25ºC (77ºF)	4 unidad

Estas estimaciones de precisión son basadas en los datos siguientes (ver tabla titulada "Estimaciones de Precisión"):

Estimaciones de Precisión			
	Asfaltos debajo de 50 de penetración	Asfaltos de 50 de penetración y superior	Alquitranes
Muestras	2	7	2
Laboratorios	16	27	19
Copias por la muestra	3	3	3
Grado de Libertad:			
Dentro del laboratorio	32	185	38
Entre los laboratorios	14	89	17

	Desviación Estándar en Laboratorio	Desviación Estándar entre Laboratorios
Asfalto a 25ºC (77ºF) debajo de 50 de penetración	0.35 unidades	1.4 unidades
Asfalto a 25ºC (77ºF) de 50 de penetración y superior	1.1% de sus medidas	2.8% de sus medidas
Alquitranes a 25ºC (77ºF)	5.2% de sus medidas	1.4 unidades

2. PUNTO DE INFLAMACIÓN POR EL VASO ABIERTO DE CLEVELAND.

2.1. ALCANCE

Este método cubre la determinación del punto de inflamación, por el Ensayo del Vaso Abierto de Cleveland, de productos de petróleo y otros líquidos, excepto los aceites de combustible y esos materiales que tienen un punto de inflamación de vaso abierto debajo de 79ºC (175ºF).

2.2. DEFINICIONES

2.2.1. Punto de destello

Es la temperatura más baja corregida a una presión barométrica de 101.3 kPa, a la aplicación del fuego (llama) causa el vapor de un espécimen para encender bajo las condiciones especificadas del ensayo.

2.2.2. Punto de inflamación

Es la temperatura más baja a la que un espécimen se mantendrá quemándose durante 5 segundos.

2.3. RESUMEN DEL MÉTODO

El vaso del ensayo se llena hasta un nivel especificado con la muestra. La temperatura de la muestra es aumentada rápidamente al principio y entonces a una proporción lenta constante a medida que el punto de destello se aproxima. En intervalos especificados una llama pequeña se pasa por el vaso.

La temperatura más baja a que la aplicación de la llama causa vapores sobre la superficie del líquido es denominada como el punto de destello. Para determinar el punto de inflamación, se continua con el ensayo hasta que la aplicación de la llama ocasiona que el aceite se incendie y se queme durante por lo menos 5 segundos.

2.4. SIGNIFICADO Y UTILIZACIÓN

El punto de destello mide la tendencia de la muestra a formar una mezcla inflamable con aire bajo condiciones del laboratorio controlado.

El punto de destello se usa en regulaciones de seguridad para definir materiales inflamables y combustibles. Uno debe consultar la regulación particular involucrada para las definiciones precisas de estas clases.

El punto de destello puede indicar la posible presencia de materiales altamente volátiles y inflamables con relación a material no inflamable o no volátiles.

El punto de inflamación mide las características de la muestra para aguantar combustión.

2.5. HERRAMIENTAS

2.5.1. Aparato Del Vaso Abierto De Cleveland

Este aparato consiste en el vaso del ensayo, plato calentador, aplicador de llama, calentador, y apoyos como se describirá en detalle en el *Apéndice de Aparato* (2.11.). El aparato, el plato calentador y el vaso se ilustran en las figuras 2, 3 y 4 respectivamente.

2.5.2. Escudo

Es recomendado un escudo cuadrado del 460 mm (18 in.) y 610 mm (24 in.) de alto y teniendo un frente abierto.

2.5.3. Termómetro

Un termómetro que tenga un rango de -6 a 400ºC.

2.6. PRUEBAS

Erróneamente pueden obtenerse puntos de destello altos si no se toman precauciones para evitar la pérdida de material volátil. No abra recipientes innecesariamente y no haga un traslado a menos que la temperatura de la muestra es por lo menos el equivalente de 10ºC (18ºF) debajo del punto de destello esperado. No use muestras de los recipientes resquebrajados para esta prueba.

No guarde muestras en recipientes de plástico (polietileno, polipropileno, etc.), porque el material volátil puede difundir a través de sus paredes.

Los hidrocarburos ligeros pueden estar presentes en la forma de gases, como propano o butano y no pueden ser detectados por ensayos por pérdidas durante las pruebas y cargas del aparato del ensayo. Esto es evidente especialmente en residuos pesados o en procesos de extracción de solventes del asfalto.

2.7. PREPARACIÓN DEL APARATO

Apoye el aparato en una mesa firme nivelada en un cuarto o compartimiento sin corriente de aire. Proteja la parte de encima del aparato de luz fuerte por cualquier medio conveniente para permitir descubrimiento listo del punto de destello. Ensaye en un compartimiento del laboratorio o cualquier lugar donde las corrientes de aire no estén en contado con el aparato.

Lave el vaso del ensayo con un solvente apropiado para quitar cualquier aceite o rastros de encía o residuo que permanecen de una prueba anterior. Si cualquier depósito de

carbono está presente, ellos deben removerse con fibra metálica. Vacíe el vaso con agua fría y seque durante unos minutos encima de una llama abierta, en un plato caliente, o en un horno para quitar los últimos rastros de solvente y agua. Refresque el vaso a por lo menos 56ºC (100ºF) debajo del punto de destello esperado antes de usar.

Apoye el termómetro en una posición vertical con el fondo de la bombilla a 6.4 mm (¼ in.) del fondo del vaso y localícelo a un punto medio entre el centro y lado del vaso en el diámetro perpendicular al arco (o línea) del barrido de la llama y en el lado opuesto del brazo del quemador.

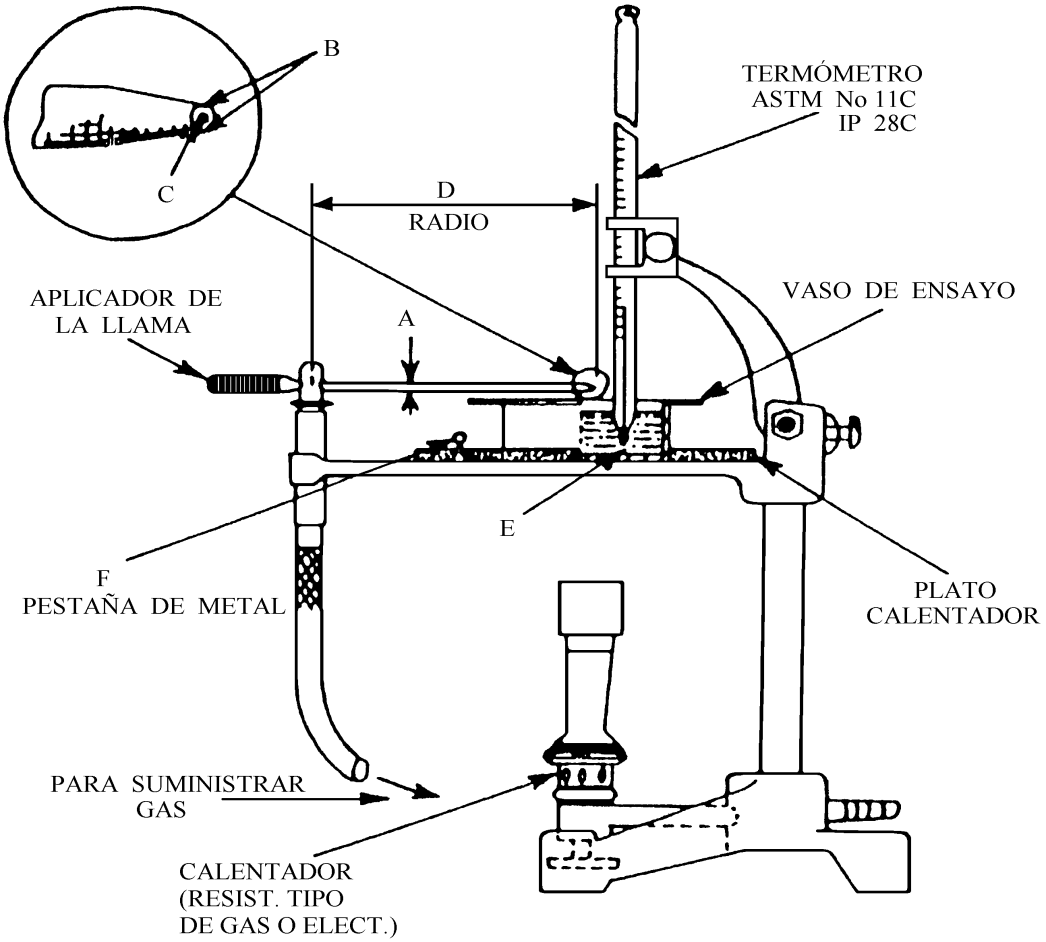
2.8. PROCEDIMIENTO

Llene el vaso, a cualquier temperatura conveniente que no exceda 100ºC (180ºF) sobre el punto de ablandamiento, para que la parte de encima del menisco esté en la línea del relleno. Para ayudar en esta operación, un Guante de Relleno Nivelado puede ser usado. Si demasiada muestra ha sido agregada al vaso, quite el exceso usando una probeta o otro dispositivo conveniente; sin embargo, si hay muestra por fuera del aparato, vacíe, limpie, y rellénelo. Destruya cualquier burbuja de aire en la superficie de la muestra.

Encienda la llama y ajústelo a un diámetro de 3.2 a 4.8 mm (0.125 a 0.188 in.).

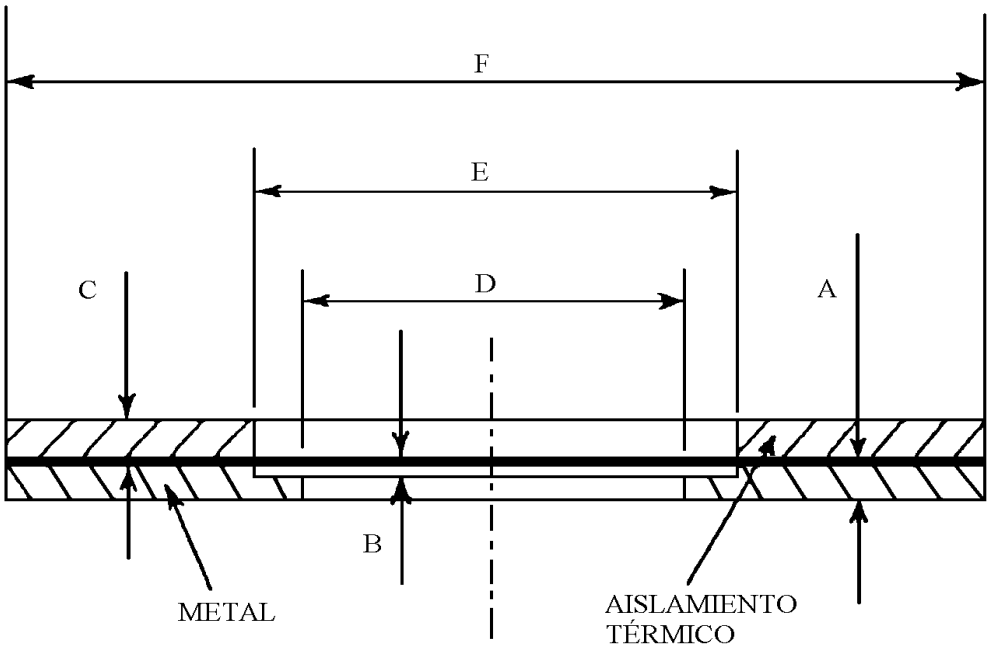
Aplique calor inicialmente para que aumente la proporción de temperatura de la muestra de 14 a 17ºC (25 a 30ºF) por minuto. Cuando la temperatura de la muestra es aproximadamente 56ºC (100ºF) debajo del punto de destello anticipado, disminuye el calor para que la proporción de temperatura aumente de 5 a 6ºC (9 a 11ºF) por minuto para 28ºC (50ºF) antes del punto de destello.

Empezando en por lo menos 28ºC (50ºF) por debajo del punto de destello, aplique la llama cuando la temperatura leída en el termómetro alcanza una marca cada 2ºC sucesivos. Pase la llama por el centro del vaso, en ángulos rectos al diámetro que atraviesa el termómetro. Con un movimiento liso y continuo, aplique la llama o en una línea recta o a lo largo de la circunferencia de un círculo que tiene un radio de por lo menos 150 mm (6 in.). El centro de la llama se debe mover un plano no más de 2.5 mm (0.10 in.) sobre el plano del borde superior del vaso que pasa primero en una dirección, entonces la próxima vez en la dirección opuesta. El tiempo consumido pasando la llama por el vaso será aproximadamente 1 segundo. Durante el último aumento de 17ºC en la anterior temperatura al punto de destello, se debe tener cuidado para evitar alterar los vapores en el ensayo del vaso a través de movimientos descuidados o respirar cerca del vaso.



	MILIMETROS		PULGADAS (in.)	
	MIN	MAX	MIN	MAX
A = DIA. DEL APLICADOR	--	5.0	--	0.20
B = DIA. DE LA PUNTA	1.6	5.0	0.06	0.20
C = DIA. DEL ORIFICIO	(0.8 APROX.)		(0.031 APROX.)	
D = RADIO DE BALANCE	150	--	6	--
E = DENTRO DEL FONDO DEL VASO AL FONDO DEL TERMÓMETRO	(6.4 APROX.)		(0.25 APROX.)	
F = DIA. DE LA PESTAÑA DE COMPARACIÓN OPTATIVA	3.8	5.4	0.15	0.21

FIGURA 2. Aparato del Vaso Abierto de Cleveland

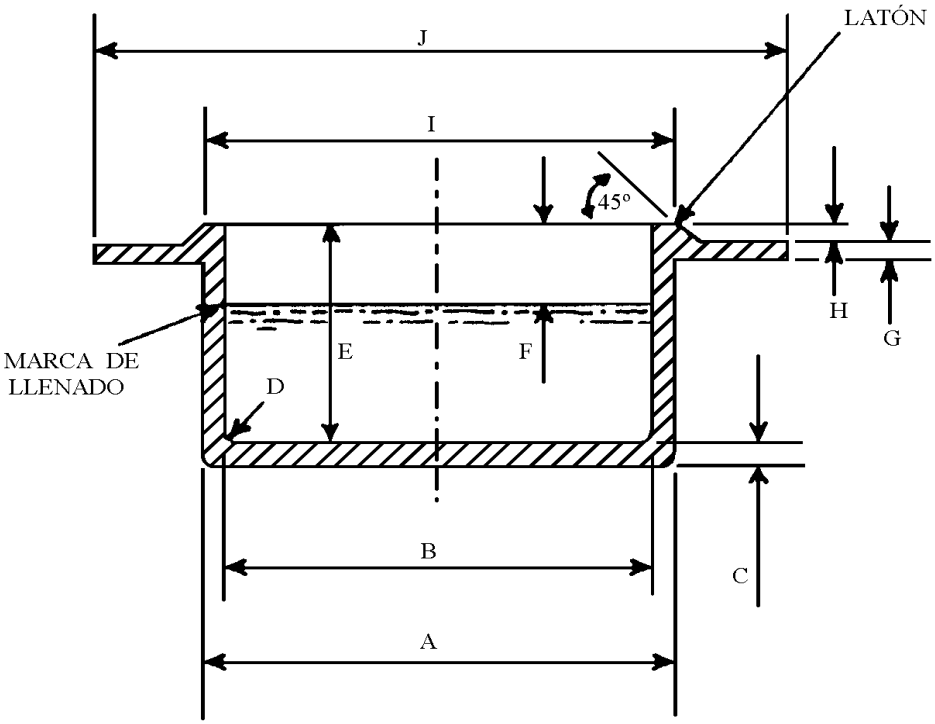


	MILÍMETROS		PULGADAS (in.)	
	MIN	MAX	MIN	MAX
A	6.4 NOMINAL		0.25 NOMINAL	
B	0.5	1.0	0.02	0.04
C	6.4 NOMINAL		0.25 NOMINAL	
D - DIÁMETRO	54.5	56.5	2.15	2.22
E - DIÁMETRO	69.5	70.5	2.74	2.78
F - DIÁMETRO	150 NOMINAL		6 NOMINAL	

FIGURA 3. Plato Calentador

Grabe como el punto de destello observado la temperatura leída en el termómetro cuando un destello aparece en cualquier punto en la superficie del aceite, pero no confunda el verdadero destello con el halo azulado que a veces rodea la llama.

Para determinar el punto de inflamación, continúe calentando para que la temperatura de la muestra aumente en una proporción de 5 a 6ºC (9 a 11ºF). Continúe la aplicación de la llama en intervalos de 2ºC (5ºF) hasta que el aceite se encienda y se continué quemando durante 5 segundos por lo menos. Grabe la temperatura a este punto como el punto de inflamación del aceite.



	Milímetros		Pulgadas (in.)	
	Min	Max	Min	Max
A	67.5	69	2.6	2.72
B	62.5	64.0	2.46	2.52
C	2.8	3.6	0.11	0.14
D - Radio	4 Aprox.		**0.16 Approx.**	
E	32.5	34	1.28	1.34
F	9	10	0.35	0.39
G	1.8	3.4	0.07	0.13
H	2.8	3.6	0.11	0.14
I	67	70	2.60	2.75
J	97	101	3.8	4.0

FIGURA 4. Vaso Abierto de Cleveland

2.9. DETERMINACIÓN Y REPORTE

Observe y grabe la presión barométrica en el momento del ensayo. Cuando la presión difiere de 760 mm de mercurio corrija el punto de destello o de inflamación, o ambos, por medio de las siguientes ecuaciones:

Punto de destello o de inflamación corregido, o ambos = F + 0.06 (760 – P) ó Punto de destello o de inflamación corregido, o ambos = C + 0.03 (760 – P)

donde:

F = Punto de destello o de inflamación observado, o ambos, a 5ºF más cercano.
C = Punto de destello o de inflamación observado, o ambos, a 2ºC más cercano.
P = Presión barométrica en milímetros de mercurio.

Guarde el punto de destello o de inflamación corregido, o ambos, al 5ºF o 2ºC más cercano.

Guarde el valor de punto de destello o de inflamación, o ambos, como el punto de destello COC o de inflamación, o ambos, T 48-IP 36 de la muestra ensayada.

2.10. PRECISIÓN

Los datos siguientes deben usarse para juzgar la aceptabilidad de los resultados (95% de confianza).

Los resultados del duplicado por el mismo operador deben ser considerados sospechosos si ellos difieren por más de las cantidades siguientes:

	Repetición
Punto de Destello	8ºC (15ºF)
Punto de Inflamación	8ºC (15ºF)

Los resultados sometidos por cada uno de dos laboratorios deben ser considerados sospechosos si los resultados difieren por más de las cantidades siguientes:

	Reproducción
Punto de Destello	17ºC (30ºF)
Punto de Inflamación	14ºC (25ºF)

2.11. APÉNDICE DEL APARATO

El aparato consiste en el vaso abierto Cleveland, plato calorífico, aplicador de llama, calentador, apoyo del termómetro, y el apoyo del plato calorífico, todos que confrontan a los requisitos siguientes:

El *Vaso de Prueba* de latón que conforma a los requisitos dimensiónales es mostrada en Figura 3. El vaso puede equiparse con un asa.

El *Plato Calentador* de latón, hierro lanzado, hierro forjado, o plato de acero con un agujero del centro rodeado por un área de depresión plana, y una hoja de tabla del asbesto dura que cubre el plato de metal excepto encima del área de depresión plana en la que el vaso de prueba se apoya. Las dimensiones esenciales del plato calorífico se muestran en Figura 3; sin embargo, puede ser cuadrado en lugar de redondo, y el plato de metal puede tener extensiones convenientes por montar el dispositivo aplicador de llama y el apoyo del termómetro. La cuenta de metal, como se mencionará en el siguiente párrafo, puede montarse en el plato para que se extienda a través y ligeramente sobre un agujero pequeño conveniente en la tabla de asbesto.

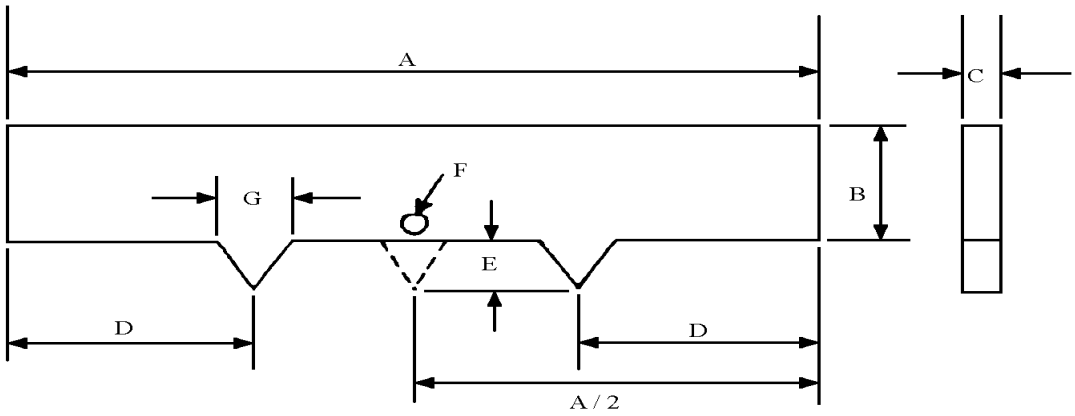
Aplicador de Llama - El dispositivo para aplicar la llama puede ser de cualquier diseño conveniente, pero la punta debe ser de 1.6 a 5.0 mm (0.06 a 0.20 in.) de diámetro al final y el orificio tendrá un diámetro aproximado de 0.8 mm (0.031 in.). El dispositivo para aplicar la llama debe estar montado para permitir la duplicación automática del barrido de la llama, el radio de balance debe ser no menos de 150 mm (6 in.) y el centro del orificio se debe mover en un plano no más de 2.5 mm (0.10 in.) sobre el vaso. Una cuenta que tiene un diámetro de 3.2 a 4.8 mm (0.125 a 0.188 in.) puede montarse en una posición conveniente en el aparato para que el tamaño de la llama de la prueba puede compararse a la cuenta.

Calentador - El calor puede proporcionarse de cualquier fuente conveniente. El uso de un quemador de gas o lámpara del alcohol es permitido, pero bajo ninguna circunstancia productos de combustión o llama libre debe permitir surgir alrededor del vaso. Un calentador eléctrico controlado por un transformador de voltaje inconstante es preferible. La fuente de calor debe ser centrada bajo la apertura del plato calorífico sin local sobrecalentamiento. Los calentadores de llama tipo pueden protegerse de proyectos o la radiación excesiva por cualquier conveniente tipo de escudo que no proyecta sobre el nivel de la superficie superior de la tabla de asbesto.

Apoyo del termómetro - Cualquier dispositivo conveniente puede usarse el cual sostendrá el termómetro en la posición especifica durante el ensayo y que permitirá el retiro fácil del termómetro del vaso de la prueba cuando la prueba halla sido completada.

Apoyo del Plato Calorífico - Cualquier apoyo conveniente el cual debe mantener y sostener a nivel el plato calorífico.

Nivelador de Llenando - Un dispositivo para ayudar en el ajuste apropiado del nivel de la muestra en el vaso. Puede ser de metal conveniente con por lo menos una proyección, pero preferentemente dos por ajustar el nivel de la muestra en el vaso de la prueba a 9 a 10 mm (0.35 a 0.39 in.) debajo del borde de la cima del vaso. Un agujero 0.8 mm (1/32 in.) de diámetro, el centro del cual se localiza a no más de 2.5 mm (0.10 in.) sobre el borde del fondo del nivelador, se debe proporcionar para uso en verificación la posición del centro del orificio del aplicador de llama con respecto al margen del vaso (como se muestra en La Figura 5).



	MILÍMETROS	PULGADAS (in.)	
A	100	4	NOMINAL
B	20	¾	NOMINAL
C	3.2	1/8	NOMINAL
D	30	1¼	NOMINAL
E	9-10	0.35-0.39	
F	0.8 DIA. (2.5 mm encima del borde del fondo)	1/32 DIA. (0.10 in. sobre del borde del fondo)	NOMINAL MAXIMO
G	10	3/8	NOMINAL

FIGURA 5. Nivelador de Llenado

3. DUCTILIDAD DE MATERIALES BITUMINOSOS.

(DESIGNACIÓN AASHTO: T 51-93)
(DESIGNACIÓN ASTM: D 113-79)

3.1. ALCANCE

La ductilidad de un material bituminoso es medida por la distancia en centímetros a la cual se alargará antes de romper cuando se tiran dos extremos de un espécimen de la briqueta del material, de la forma descrita en Sección 4, estos extremos son separados a una velocidad especificada y a una temperatura especificada. A menos que por otra parte se especifique, el ensayo se hará a una temperatura de 25 ± 0.1ºC (77 ± 0.2ºF) y con una velocidad de 50 mm por minuto ± 2.5 mm por minuto. A otras temperaturas la velocidad debe especificarse.

3.2. SIGNIFICADO Y UTILIZACIÓN

Este método de ensayo proporciona una medida de propiedades tensores de materiales bituminosos y puede usarse para medir ductilidad para los requisitos de la especificación.

3.3. HERRAMIENTAS

3.3.1. Moldes

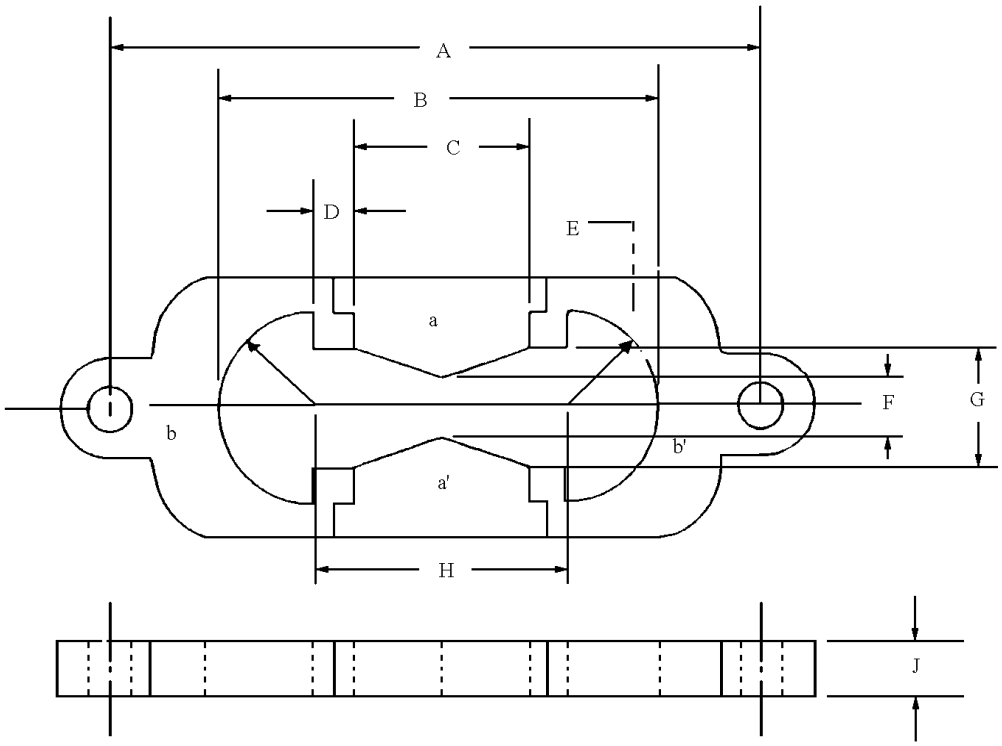
El molde será similar en diseño al mostrado en Figura 6. El molde se hará de latón, los extremos b y b' siendo conocidos como grapas y las partes a y a' como lados del molde. Las dimensiones del molde armado serán como está mostrado en Figura 6 con las variaciones permisibles indicadas.

3.3.2. Plato Base

El plato base se hará de material no absorbente, de espesor suficiente para prevenir deformación, y de un tamaño suficiente para sostener de un a tres moldes. El plato será plano para que el fondo aparezca de cada molde sea tocado a lo largo del plato.

3.3.3. Baño de Agua

El baño de agua se debe mantener a la temperatura de la prueba especificada, pudiendo variar no más de ± 0.1ºC (± 0.2ºF) de esta temperatura. El volumen de agua debe ser no menos de 10 litros. La profundidad de agua debe ser no menos de 50 mm y tal que el molde puede ser inmerso a una profundidad de 25 mm. El agua en el baño debe ser sustancialmente libre del aceite y limo u otro crecimiento orgánico.



A. Distancia entre centros.....111.5 a 113.5 mm
B. Longitud Total de la briqueta.....74.5 a 75.5 mm
C. Distancia entre sujetadores.....29.7 a 30.3 mm
D. Hombreras.....6.8 a 7.2 mm
E. Radio.....15.75 a 16.25 mm
F. Ancho minimo de sección transversal.....9.9 a 10.1 mm
G. Ancho de la montadura de los sujetadores.....19.8 a 20.2 mm
H. Distancia entre los centros de los radios..... 42.9 a 43.1 mm
I. Diámetro del Agujero.....6.5 a 7.0 mm
J. Espesor.....9.9 a 10.1 mm

FIGURA 6. Molde para el Especimen del Ensayo de Ductilidad

3.3.4. Termómetro

Para los ensayos a 25ºC (77ºF) use el Termómetro de Viscosidad Saybolt ASTM No. 17 C (17ºF) para medir la temperatura del baño de agua y la temperatura del agua en la máquina del ensayo. Para las pruebas a otras temperaturas, use termómetros ASTM de un rango apropiado y una exactitud igual a eso de los No. 17. Ya que la exactitud de los resultados del ensayo es dependiente de las condiciones estrechamente controladas de temperatura, los termómetros deben ser calibrados por el Método para la Comprobación y Calibración de Termómetro del Líquido en Vidrio (Designación ASTM: E 77).

3.3.5. Máquina de Ensayo

Por tirar aparte la briqueta de material bituminoso, cualquier aparato puede usarse en el cual el espécimen se sumerja continuamente en agua como que especificó en Sección 2.3.4.4 mientras las dos grapas se tiran separadamente a una velocidad uniforme, como especificó, sin vibración indebida.

3.3.6. Calentador

Un horno o plato caliente, calentador por electricidad o gas, puede usarse para fundir el material bituminoso.

3.3.7. Recipiente

Cualquier recipiente conveniente puede usarse para sostener el material bituminoso mientras este es fundido.

3.3.8. Contemporizador

Cualquier instrumento conveniente, como un cuchillo de masilla o espátula, puede usarse con tal de que el borde cortante es recto y por lo menos 38 mm (1½ in.) ancho.

3.4. PROCEDIMIENTO

3.4.1. Preparación del Aparato

Arme el molde en el plato bajo, y para prevenir que el material de ensayo se pegue, cubra la superficie del plato y las superficies interiores de lados a y a' con un agente del liberado conveniente.

3.4.2. Especimenes del Ensayo Amoldando

Caliente la muestra con cuidado para prevenir sobrecalentamiento local hasta que se haya puesto suficientemente fluido para verter. Después del revolver completo, teniendo cuidado de que no entre en ninguna burbuja de aire, vierta el material bituminoso en el molde. Vierta el material en un delgado chorro de un lado a otro, de principio a fin hasta que el material cubra hasta el nivel lleno del molde. Llenando el molde, tenga cuidado para no descolocar las partes del molde que puedan torcer la briqueta. Permita que el molde y los volúmenes se enfríen para un periodo de 30 a 40 minutos y entonces poner el plato base y el molde lleno en el baño de agua, mantenidos a la temperatura de la prueba especificada por 30 minutos. Quite el plato base y el molde lleno del baño de agua, y con un contemporizador caliente corte el exceso el material bituminoso para que el molde simplemente esté lleno a nivel. Tenga cuidado que durante el cortado, el espécimen no se aparte del plato base o de los pedazos laterales del molde.

3.4.3. Espécimen Guardado a Temperatura Estándar

Coloque el plato base y molde, con espécimen de la briqueta, en el baño de agua o la máquina de ensayo y mantenga la temperatura especificada por un periodo de 85 a 95 minutos. Entonces quite la briqueta del plato, despegue los pedazos laterales, y inmediatamente pruebe la briqueta.

3.4.4. Pruebas

En principio de la prueba, el agua en el tanque de la máquina de ensayo debe cubrir el espécimen ambos sobre y debajo de a través de 25 mm. Pegue las grapas a los alfileres o ganchos de la máquina de ensayo y tire las grapas aparte a la proporción del especificada de velocidad hasta que la briqueta se rompa o el límite de viaje de la máquina sea alcanzado. Si necesario, use de un soluto que no interfiere con el ensayo, ajuste la gravedad específica del líquido en la máquina de ensayo para que el material bituminoso ni no venga a la superficie ni toque el fondo del baño en ningún momento durante el ensayo. Medida y graba la distancia a través de la cual las grapas se han tiradas para producir la ruptura, o graba el hecho si el espécimen no se rompiera dentro de la capacidad de la máquina.

3.5. REPORTE

Un ensayo normal es uno en cual el material entre las dos grapas es tirando a un punto o hilo hasta que la ruptura ocurre al punto donde el hilo no tiene prácticamente ninguna área transversal o hasta que la capacidad de la máquina sea alcanzada. Si el material entra contacto con la superficie del agua o el fondo del baño, el ensayo no debe ser considerado normal.

Informe el promedio de los tres ensayos normales como la ductilidad de la muestra. Si un ensayo normal no se obtiene en tres pruebas sucesivas, informe la ductilidad como ser inasequible bajo las condiciones del ensayo.

3.6. PRECISIÓN

El criterio por juzgar la aceptabilidad del ensayo de ductilidad resulta a 25ºC (77ºF) obtenidos por este método se muestra en figura 7.

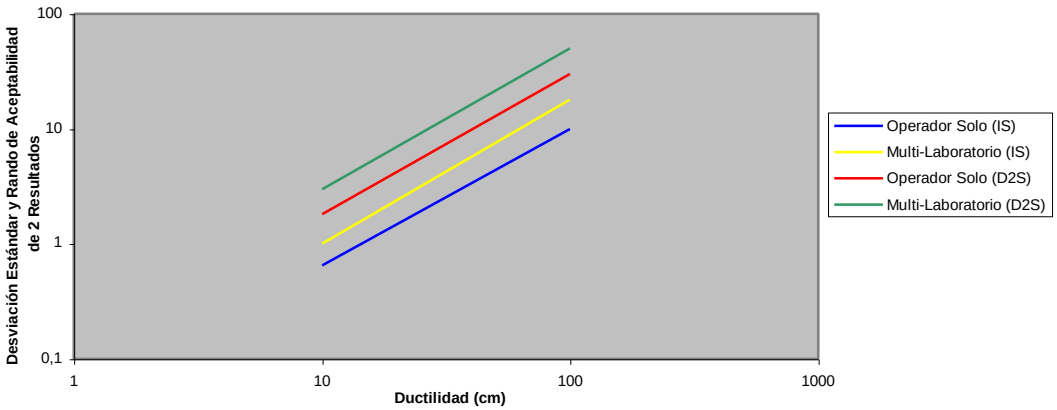


Figura 7. Datos de Precisión

4. PUNTO DE ABLANDAMIENTO (APARATO DEL ANILLO Y ESFERA)

(DESIGNACIÓN AASHTO: T 53-92)
(DESIGNACIÓN ASTM: D 36-89)

4.1. ALCANCE

Este método de ensayo cubre la determinación del punto de ablandamiento de betún en el rango de 30 a 157ºC (86 a 315ºF) usando el aparato de la anillo-y-esfera sumergido en agua destilada, glicerina USP o glicol del etileno.

4.2. RESUMEN DEL MÉTODO DE ENSAYO

Dos discos horizontales de betún, fundidos en anillos de latón de apoyo, están acalorando a una proporción controlada en un baño líquido mientras soportan una esfera de acero. El punto de ablandamiento se informa como las pobres de las temperaturas a las cuales los dos discos se ablandan suficiente para permitir cada esfera, envolvió en betún, se caiga una distancia de 25 mm (1.0 in.).

4.3. SIGNIFICADO Y UTILIZACIÓN

Los betunes son materiales del viscoelásticos sin puntos de fundición grandemente definidos; ellos se ponen gradualmente más suaves y menos viscosos cuando la temperatura aumenta. Por esta razón, los puntos de ablandamiento deben determinarse por un método arbitrario y estrechamente definido si los resultados van a ser reproducible.

El punto de ablandamiento es útil en la clasificación de betunes, como un elemento que establece la uniformidad de embarques o fuentes de suministro, y es indicativo de la tendencia del material a fluir en temperaturas elevadas encontradas en servicio.

4.4. HERRAMIENTAS

4.4.1. Anillos

Dos anillo cuadrados de latón de apoyo que conforma a las dimensiones mostrado en Figura 8 (a).

4.4.2. Plato para Verter

Un plato plano liso de latón aproximadamente 50 por 75 mm (2 por 3 in.).

4.4.3. Esferas

Dos esferas de acero de 9.5 mm (3/8 in.) de diámetro, cada uno con masa de 3.5 ± 0.05g.

4.4.4. Guías de Centrado de Las Esferas

Dos guía de latón para centrar las esferas de acero, una para cada anillo, conforme con la forma general y las dimensiones mostradas en Figura 8 (b).

4.4.5. Baño

Una vasija de vidrio, capaz de ser calentada, no menos que 85 mm de diámetro y no menos que 120 mm de altura desde el fondo de la señal luminosa.

4.4.6. Anillo Poseedor y Ensamblaje

Un poseedor de latón diseñado para apoyar los dos anillos en una posición horizontal, conforme a la forma y dimensiones mostradas en la Figura 8 (c), apoyado en el ensamblaje ilustrada en la Figura 8 (d). El fondo de los anillos de apoyo en el poseedor del anillo debe estar a 25 mm (1.0 in.) sobre la superficie superior del plato del fondo, y la superficie más baja del plato del fondo debe estar a 16 ± 3 mm (5/8 ± 1/8 in.) del fondo del baño.

4.4.7. Termómetro

Un Termómetro ASTM de Punto de Ablandamiento Bajo, teniendo un rango de -2 a +80ºC (30 a 180ºF), y conforme a los requisitos para Termómetro 15ºC (15ºF) como prescribe la Sección E 1. Un Termómetro ASTM de Punto de Ablandamiento Alto, teniendo un rango de 30 a 200ºC (85 a 392ºF), y conforme a los requisitos para Termómetro 16ºC (16ºC) como prescribe la Especificación E 1. Un Termómetro ASTM de Punto de Ablandamiento Materiales Bituminosos, teniendo un rango de -1 a +175ºC (30 a 350ºF), y conforme a los requisitos para Termómetro 113ºC (113ºF) como prescribe la Especificación E 1. El termómetro apropiado se suspenderá en el ensamblaje como mostrado en Figura 1d para que el fondo de la bombilla este nivelado con el fondo de los anillos y dentro de 13 mm (0.5 in.) de los anillos, pero no tocándolos o al poseedor del anillo.

4.5. ESPECIMENES DE ENSAYO

No empiece a menos de este planeado completar la preparación y ensayo de todos los especimenes del asfalto dentro de 6 horas y todos los especimenes de carbón-alquitrán dentro de 4½ horas. Caliente la muestra del betún con cuidado y revuelve frecuentemente para prevenir sobrecalentamiento local, hasta que se haya puesto suficientemente fluido verter. Revuelva cuidadosamente para evitar la incorporación de burbujas aéreas en la muestra.

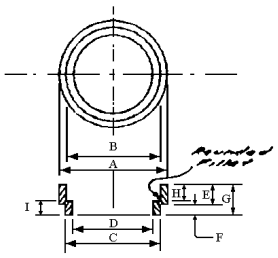


Figura 8 (a) Anillo sujetador

A	0.91" ± 0.01"	(23.0 mm ± 0.3 mm)
B	0.78" ± 0.01"	(19.8 mm ± 0.3 mm)
C	0.74" ± 0.01"	(18.8 mm ± 0.3 mm)
D	0.43" ± 0.01"	(15.9 mm ± 0.3 mm)
E	0.17" ± 0.01"	(4.4 mm ± 0.3 mm)
F	0.08" ± 0.01"	(2.0 mm ± 0.3 mm)
G	0.25" ± 0.02"	(6.4 mm ± 0.4 mm)
H	0.14" ± 0.01"	(3.6 mm ± 0.3 mm)
I	0.11" ± 0.01"	(2.8 mm ± 0.3 mm)

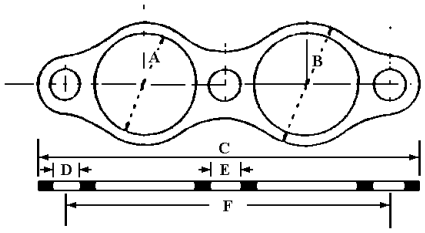


Figura 8 (b) Sujetador del Anillo

A	0.75"	(13.1 mm)
B	0.34" ± 0.02"	(23.9 mm ± 0.5 mm)
C	3.00" ± 0.02"	(76.2 mm ± 0.5 mm)
D	0.22" ± 0.02"	(5.6 mm ± 0.5 mm)
E	0.22" ± 0.02"	(5.6 mm ± 0.5 mm)
F	2.62" ± 0.02"	(66.5 mm ± 0.5 mm)

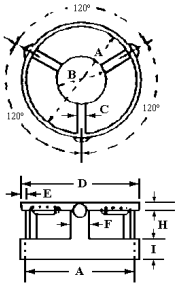


Figura 8 (c) Guía de centrado de la esfera

A	0.31"	(23.1 mm)
B	0.38"	(3.6 mm)
C	0.06" ± 0.02"	(1.5 mm ± 0.5 mm)
D	0.37" ± 0.01"	(24.6 mm ± 0.3 mm)
E	0.03" ± 0.02"	(0.8 mm ± 0.5 mm)
F	0.12" ± 0.02"	(3.0 mm ± 0.5 mm)
G	0.06" ± 0.01"	(1.5 mm ± 0.3 mm)
H	0.19" ± 0.01"	(4.8 mm ± 0.3 mm)
I	0.17" ± 0.01"	(4.3 mm ± 0.3 mm)

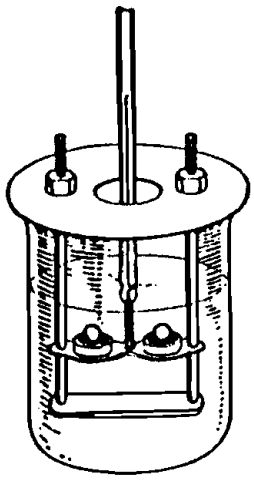


Figura 8 (d) Ensamblaje de dos anillos

No tome más de 2 horas para calentar una muestra del asfalto a la temperatura de vertido; en ningún caso esto debe ser más de 110ºC (200ºF) sobre el punto de ablandamiento esperado del asfalto.

No tome más de 30 minutos para calentar una muestra de carbón-alquitrán a la temperatura vertido; en ningún caso esto debe esté más de 55ºC (100ºF) sobre el punto de ablandamiento esperado del carbón-alquitrán.

Si la prueba debe repetirse después, no recalienta esta muestra; use una muestra fresca en un recipiente limpio para preparar nuevos especimenes de ensayo.

Caliente el dos anillos de latón (pero no el plato de vertido) a la temperatura aproximada de vertido, y colóquelos en el plato de vertido tratando con un agente del descargo.

Verter un ligero chorro del betún calentado en cada anillo, y entonces permite que los especimenes se refríen en aire del ambiente por lo menos 30 minutos. Para materiales que sean suaves en temperatura de cuarto, refresque los especimenes por lo menos 30 minutos a una temperatura de aire de por lo menos 10ºC (18ºF) debajo del punto de ablandamiento esperado. Desde el tiempo que los discos del espécimen se vierten, no más de 240 minutos deben pasar antes de la completar el ensayo.

4.6. PROCEDIMIENTO

Seleccione uno de los líquidos del baño siguientes y termómetros apropiados para el punto de ablandamiento esperado.

El agua destilada fresca hierva para puntos de ablandamiento entre 30 y 80ºC (86 y 176ºF); use Termómetro 15ºC (15ºF) o Termómetro 113ºC (113ºF). La temperatura de inicio del baño será 5 ± 1ºC (41 ± 2ºF).

Glicerina de USP para puntos de ablandamiento sobre 80ºC (176ºF) y arriba de 157ºC (315ºF); use Termómetro 16ºC (16ºF), o Termómetro 113ºC (113ºF). La temperatura de inicio del baño será 30 ± 1ºC (86 ± 2ºF).

Glicol del etileno para puntos de ablandamiento entre 30 y 110ºC (86 y 230ºF); use Termómetro 113ºC (113ºF). La temperatura de inicio del baño será 5 ± 1ºC (41 ± 2ºF).

Arme el aparato en una habitación cerrada del laboratorio con el anillo de espécimen, guías de la esfera centrada, y termómetro en posición, y llena el baño para que la profundidad del líquido sea 105 ± 3 mm (4 1/8 ± 1/8 in.) con el aparato en posición. Si usando glicol del etileno, asegúrese que el ventilador de descarga de la habitación sea encendido y funcionando apropiadamente para remover los vapores tóxicos. Usando pinzas, pone las dos esferas de acero en el fondo del baño para que ellas alcancen la misma temperatura de inicio como el resto del ensamblaje.

Ponga el baño en el agua de hielo, si necesario, o suavemente calienta para establecer y mantener la temperatura de inicio del baño apropiada durante 15 minutos con el aparato en posición. Tenga cuidado de no contaminar el líquido del baño.

Usando pinzas de nuevo, ponga una esfera del fondo del baño en cada guía de centrando de la esfera.

Caliente el baño por debajo para que la temperatura indicada por el termómetro aumente en una proporción uniforme de 5ºC (9ºF)/min. Proteja el baño de corrientes de aire, usando escudos si necesario. No promedie la proporción de temperatura aumentada encima del periodo del ensayo. El máximo la variación permisible para cualquier periodo de 1 minuto después de los primeros 3 minutos será ± 0.5ºC (± 1.0ºF). Rechace cualquier ensayo en el que la proporción de temperatura aumentada no caiga dentro de estos límites.

Grabe para cada anillo y esfera la temperatura indicada por el termómetro en el momento en el que el betún que rodea la esfera toca el fondo del plato. No haga ninguna corrección por el tallo emergente del termómetro. Si la diferencia entre las dos temperaturas excede 1ºC (2ºF), repita el ensayo.

4.7. DETERMINACIÓN

Para un espécimen del betún dado, el punto de ablandamiento determinado en un baño de agua será más bajo que el punto de ablandamiento determinó en un baño del glicerina. Puesto que la determinación de punto de ablandamiento es necesariamente arbitraria, esta diferencia importa sólo para puntos de ablandamiento ligeramente sobre 80ºC (176ºF).

El cambio del agua a glicerina para puntos de ablandamiento sobre 80ºC crea una discontinuidad. El punto de ablandamiento del posible asfalto más bajo reportado en glicerina es 84.5ºC (184ºF), y el punto de ablandamiento del posible carbón-alquitrán más bajo informó en glicerina es 82.0ºC (180ºF). Los puntos ablandamiento en glicerina más bajos que éstos se traducen en puntos de ablandamiento en agua de 80ºC (176ºF) o menos, y se reportará así.

La corrección para el asfalto es -4.2ºC (-7.6ºF), y para carbón-alquitrán es -1.7ºC (-3.0ºF). Para los propósitos del arbitraje, repita la prueba en un baño de agua. Bajo cualquier circunstancia, si una de las dos temperaturas determinadas en glicerina es 80.0ºC o más baja para el asfalto, o 77.5ºC o más baja para carbón-alquitrán, repita la prueba en un baño de agua.

Para convertir puntos de ablandamiento ligeramente sobre 80ºC determinados en agua a aquellos determinados en glicerina, la corrección para el asfalto es +4.2ºC (+7.6ºF) y para carbón-alquitrán es +1.7ºC (+3.0ºF). Para los propósitos del arbitraje, repita la prueba en un baño de la glicerina. Bajo cualquier circunstancia, si una de las dos temperaturas determinadas en agua es 85ºC o más alto, repita la prueba en un baño de la glicerina.

Los resultados obtenidos usando un baño de glicol de etileno variará de aquellos usando agua y glicerina por cantidades calculadas de las fórmulas siguientes:

Asfalto:

$$SP(\text{glicerina}) = 1.026583 \cdot SP(\text{glicol de etileno}) - 1.334968^{o}C$$

$$SP(\text{agua}) = 0.974118 \cdot SP(\text{glicol de etileno}) - 1.44459^{o}C$$

Carbón-alquitrán:

$$SP(\text{glicerina}) = 1.044795 \cdot SP(\text{glicol de etileno}) - 5.063574^{o}C$$

$$SP(\text{agua}) = 1.061111 \cdot SP(\text{glicol etileno}) - 8.413488^{o}C$$

4.8. REPORTE

Cuando use Termómetro de ASTM 15 C (15 F), informe la medida o la medida corregida al más cercano 0.2ºC (0.5ºF) de las temperaturas grabadas en Sección 9.6 como el punto de ablandamiento.

Cuando use Termómetro de ASTM 16 C (16 F), o Termómetro 113ºC (113ºF), informe la medida o la medida corregida al más cercano 0.5ºC (1.0ºF) de las temperaturas grabadas en Sección 2.4.6 como el punto de ablandamiento. Informe el líquido del baño usado en el ensayo.

4.9. PRECISIÓN

Con agua destilada o glicerina de USP, el criterio siguiente se usará por juzgar la aceptabilidad de resultados (95 probabilidad del por ciento):

Precisión de un operador solo

La desviación estándar de un operador solo es de 0.41ºC (0.73ºF). Por consiguiente, los resultados de dos pruebas dirigidas por el mismo operador con la misma muestra de betún no deben diferir por más de 1.2ºC (2.0ºF).

Precisión de Multilaboratorio

La desviación estándar de un multilaboratorio es de 0.70ºC (1.26ºF). Por consiguiente, los resultados de dos pruebas dirigidas en la misma muestra de betún de dos laboratorios no deben diferir por más de 2.0ºC (1.26ºF).

Con glicol del etileno, el criterio siguiente se usará por juzgar la aceptabilidad de resultados:

Precisión de un operador solo

La desviación estándar de un operador solo es de 0.72ºC (1.29ºF). Por consiguiente, los resultados de dos pruebas dirigidas por el mismo operador con la misma muestra de betún no deben diferir por más de 2.0ºC (3.5ºF).

Precisión de Multilaboratorio

La desviación estándar de un multilaboratorio es de 1.08ºC (1.95ºF). Por consiguiente, los resultados de dos pruebas dirigidas en la misma muestra de betún de dos laboratorios no deben diferir por más de 3.0ºC (5.5ºF).

5. ENSAYO DE GRAVEDAD ESPECIFICA DE MATERIALES BITUMINOSOS SEMI-SÓLIDOS

(DESIGNACIÓN AASHTO: T 228-93)
(DESIGNACIÓN ASTM: D 70-76)

5.1. ALCANCE

Este método cubre la determinación de la gravedad específica de materiales bituminosos semi-sólidos, cementos del asfalto, y los alquitranes suaves por uso de un picnómetro.

5.2. GRAVEDAD ESPECÍFICA

La gravedad específica de materiales bituminosos semi-sólidos, cementos del asfalto, y los alquitranes suaves se expresarán como la relación de la masa de un volumen dado del material a 25ºC (77ºF) o a 15.6ºC (60ºF) al que es igual de un volumen de agua a la misma temperatura, y debe expresarse así:

Gravedad Específica = 25/25ºC (77/77ºF) o 15.6/15.6ºC (60/60ºF)

5.3. HERRAMIENTAS

Picnómetro, consiste en un vaso cilíndrico o cónico de vidrio cuidadosamente deslustrado para recibir un tapón de vidrio de precisión encaje 22 a 26 mm en diámetro. El tapón debe estar provisto de un agujero 1.0 a 2.0 mm en diámetro, localizado centralmente en referencia al eje vertical. La superficie de la parte superior del tapón será lisa y sustancialmente plana, y la superficie inferior será cóncava para permitir al aire escapar a través del diámetro inferior. La altura de la sección cóncava debe ser de 4.0 a 18.0 mm en el centro. Los picnómetro de tapones debe tener una capacidad de 24 a 30 ml, y pesará no más de 40 g. Se ilustran picnómetro convenientemente en Figura 9.

Baño de agua, a temperatura constante, capaz de mantener la temperatura dentro de 0.1ºC (0.2ºF) de la temperatura del ensayo.

Termómetros, de líquidos en vidrio de rango conveniente con graduaciones por lo menos cada 0.1ºC (0.2ºF) y un error de escala de máximo de 0.1ºC (0.2ºF) como se prescribe en ASTM Especificación E1. Termómetro normalmente usado es 63ºC (63ºF). Cualquier otro termómetro de exactitud igual puede usarse.

Balanza, una balanza que pase los requisito de M 231, Clase B.

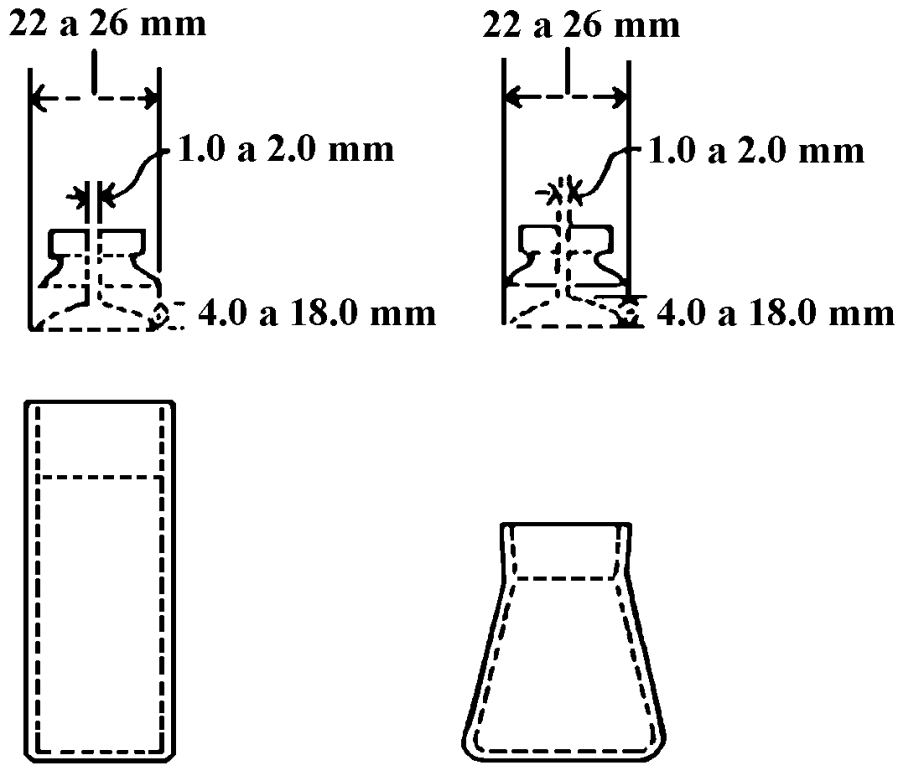


FIGURA 9. Picnómetros

5.4. MATERIALES

Agua Destilada - Agua destilada fresca, hervida y enfriada se usará para llenar el picnómetro y la copa.

5.5. PREPARACIÓN DEL EQUIPO

Parcialmente llene unos 600 ml o a un nivel la copa más grande de forma baja de Griffin con agua destilada fresca, hervida y enfriada de manera que permitirá sumergir la parte superior del picnómetro a una profundidad de no menos de 40 mm.
Parcialmente sumerja la copa en el baño de agua a una profundidad suficiente para permitir sumergir la parte inferior de la copa a una profundidad de no menos de 100 mm, de manera que la parte superior de la copa este por encima el nivel de agua del baño. Sujete la copa en esta posición.

Mantenga la temperatura del baño de agua dentro de 0.1ºC (0.2 ºF) de la temperatura del ensayo.

5.6. CALIBRACIÓN DEL PICNÓMETRO

Limpie, seque, y pese completamente el picnómetro al miligramo más cercano. Designe esta masa como A.

Llene el picnómetro de agua destilada fresca y hervida a temperatura de la prueba y ponga el tapón en el picnómetro. No permita que ninguna burbuja de aire permanezca en el picnómetro.

Permita que el picnómetro permanezca en el agua para un periodo de no menos de 30 minutos. Quite el picnómetro, inmediatamente seque la parte superior del tapón con una toalla seca de una sola pasada, entonces rápidamente seque el residuo fuera del área del picnómetro y pesa al miligramo más cercano. Designe la masa del picnómetro más agua como B.

5.7. PROCEDIMIENTO

Preparación de la Muestra - Caliente la muestra con cuidado y revuelve para prevenir sobrecalentamiento local, hasta que la muestra se haya puesto suficientemente fluida para verter. En ningún caso, la temperatura debe aumentarse a más de 56ºC (100ºF) sobre el punto de ablandamiento esperado para alquitrán, o a más de 111ºC (200ºF) sobre el punto de ablandamiento esperado para el asfalto. No caliente para más de 30 minutos encima de una llama o el plato caliente o para más de 2 horas en un horno, y evita incorporar burbujas de aire en la muestra.

Vierta suficiente muestra en el picnómetro limpio, seco y calentado para llenarlo cerca tres-cuarto de su capacidad. Tome precauciones para impedir al material de tocar los lados del picnómetro sobre el nivel final, y para prevenir la inclusión de burbujas de aire. Permita que el picnómetro y sus volúmenes se refresquen a temperatura del ambiente para un periodo de no menos de 40 minutos, y pese con el tapón al miligramo más cercano. Designe la masa del picnómetro más la muestra como C.

Llene el picnómetro con agua destilada, fresca y hervida a temperatura del ensayo y ponga el tapón en el picnómetro. No permita que ninguna burbuja de aire permanezca en el picnómetro.

Permita que el picnómetro permanezca en el baño de agua por un periodo de no menos de 30 minutos. Quite el picnómetro del baño. Seque y pese usando la misma técnica y tiempo como eso emplearon en Sección 2.5.6. Designe esta masa de picnómetro más la muestra más agua como D.

5.8. DETERMINACIÓN

Calcule la gravedad específica al tercer decimal más cercano como sigue:

$$\text{Gravedad Específica} = \frac{C - A}{B - A - D + C}$$

donde:

A = la masa del picnómetro (más el tapón)

B = la masa del picnómetro lleno con agua

C = la masa del picnómetro parcialmente lleno con asfalto

D = la masa del picnómetro más el asfalto más agua

5.9. REPORTE

Reporte la gravedad especifica al tercer decimal más cercano en 25/25ºC (77/77ºF) o 15.6/15.6ºC (60/60ºF).

5.10. PRECISIÓN

Precisión De Un Operador Solo

La desviación estándar de un operador solo para materiales bituminosos semi-sólidos probados a 15.6ºC (60ºF) debe ser 0.0013. Por consiguiente, los resultados de dos pruebas propiamente dirigidas por el mismo operador no deben diferir por más de 0.003.

Para materiales probados a 25ºC (77ºF), la desviación estándar debe ser 0.00082. Por consiguiente, los resultados de dos pruebas propiamente dirigidas por el mismo operador no deben diferir por más de 0.002.

Precisión De Un Multilaboratorio

La desviación estándar de un multilaboratorio para materiales bituminosos semi-sólidos probados a las 15.6ºC (60ºF) debe ser 0.0024. Por consiguiente, los resultados de dos pruebas propiamente dirigidas por dos laboratorios diferentes en las muestras del mismo material no deben diferir por más de 0.007.

Para materiales probados a las 25ºC, la desviación estándar debe ser 0.0019. Por consiguiente, los resultados de dos pruebas propiamente dirigidas por dos laboratorios diferentes en las muestras del mismo material no deben diferir por más de 0.005.

Precisión de Datos de Gravedad Específica para Materiales Bituminosos Semi-Sólidos

		Operador Solo			Multilaboratorio		
	ºC (ºF)	Grados de Libertad	(IS)	(D2S)	Grados de Libertad	(IS)	(D2S)
Asfalto	15.6 (60)	54	0,0011	0,0032	24	0,0018	0,0051
	25.0 (77)	54	0,00080	0,0023	24	0,0024	0,0068
Alquitrán Suave	15.6 (60)	72	0,0013	0,0038	27	0,0029	0,0083
	25.0 (77)	72	0,00083	0,0023	27	0,0017	0,0048
Mezclado	15.6 (60)	114	0,0013	0,0035	51	0,0024	0,0067
	25.0 (77)	114	0,00082	0,0023	51	0,0019	0,0053

6. ENSAYO DE VISCOSIDAD

(DESIGNACIÓN AASHTO: T 72-90)
(DESIGNACIÓN ASTM: D 88-81 (1987))

6.1. ALCANCE

Este método cubre los procedimientos empíricos para determinar la viscosidad Saybolt Universal o Saybolt Furol de productos de petróleo a temperaturas especificadas entre 21 y 99ºC (70 y 210ºF). Un procedimiento especial para los productos cerosos es incluido.

6.2. RESUMEN DEL MÉTODO

El tiempo de derrame en segundos de 60 ml de la muestra, que fluye a través de un orificio calibrado, es medido bajo las condiciones cuidadosamente controladas. Este tiempo es corregido por un factor del orificio y es reportado como la viscosidad de la muestra a esa temperatura.

6.3. SIGNIFICADO Y UTILIZACIÓN

Este ensayo sirve para caracterizar ciertos productos del petróleo, como un elemento estableciendo uniformidad de embarques y fuentes de suministro.

Vea ASTM D 117 para la aplicación a aceites minerales usados como aceites aislantes eléctricos.

La viscosidad Saybolt Furol es aproximadamente un décimo la viscosidad Saybolt Universal, y se recomienda para la caracterización de productos de petróleo como los aceites de combustible y otros materiales residuales que tienen las viscosidades Saybolt Universal mayor que 1000 segundos.

La determinación de la viscosidad Saybolt Furol de materiales bituminosos a temperaturas más altas es cubierta por ASTM E 102.

6.4. DEFINICIONES

6.4.1. Viscosidad Saybolt Universal

Es el tiempo corregido de derrame en segundos de 60 ml de muestra que fluye a través de un orificio Universal calibrado bajo las condiciones específicas. El valor de viscosidad se expresa en Saybolt Universal Segundos, SUS abreviado, a una temperatura especificada.

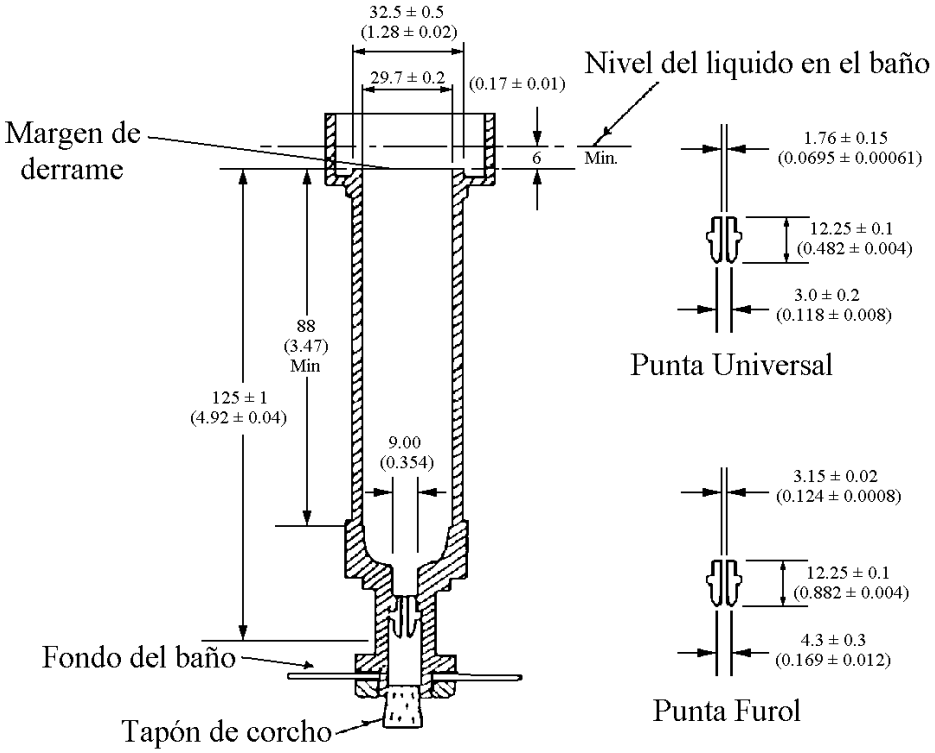
6.4.2. Viscosidad Saybolt Furol

Es el tiempo corregido de derrame en segundos de 60 ml de muestra que fluye a través de un orificio Furol calibrado bajo las condiciones específicas. El valor de viscosidad se expresa en Saybolt Furol Segundos, SFS abreviado, a una temperatura especificada.

6.5. HERRAMIENTAS

6.5.1. Viscómetro y Baño Saybolt

Como se muestra en la Figura 10 y se describe en el Apéndice A1.



Nota.- Todas las dimensiones están en milímetros (pulgadas)

FIGURA 10 Viscómetro Saybolt con orificio Universal o Fural

6.5.2. Tubo de Retiro

Como se muestra en la Figura 11 u otro dispositivo conveniente.

6.5.3. Soporte del Termómetro

Un conveniente diseño es mostrado en la Figura 12.

6.5.4. Termómetro de Viscosidad Saybolt

En la Tabla 1 se muestra como leer la temperatura de la muestra. Cada termómetro debe concordar con los requisitos listados en ASTM E 1 para dicho Número de Termómetro ASTM.

6.5.5. Termómetro del baño

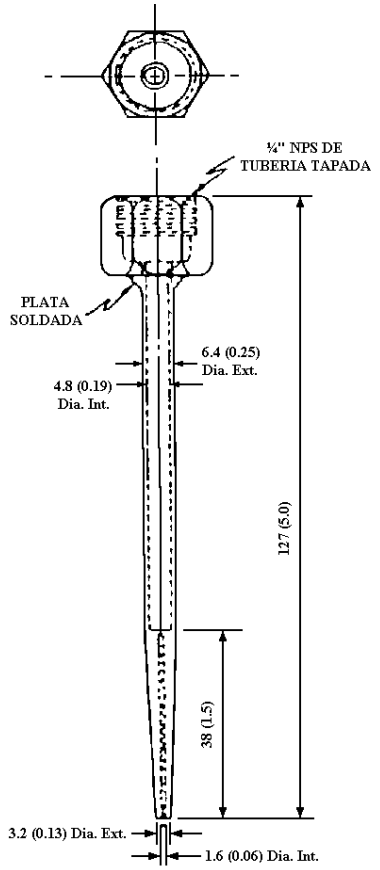
Termómetros de Viscosidad Saybolt, o cualquier otro indicador de temperatura de exactitud equivalente.

6.5.6. Embudo de Filtrado

Como se muestra en Figura 13, equipada con hilos de tela insertados intercambiables de 850 μm (No. 20), 150 μm (No. 100) y 75 μm (No. 200) que reúnen los requisitos de M 92 con respecto a los hilos de tela. Embudos de filtrado de diseño alternativo conveniente pueden ser usados.

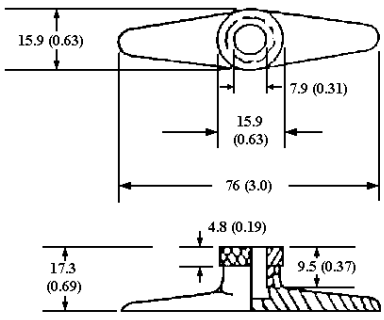
6.5.7. Frasco Receptor

Como se muestra en la Figura 14.



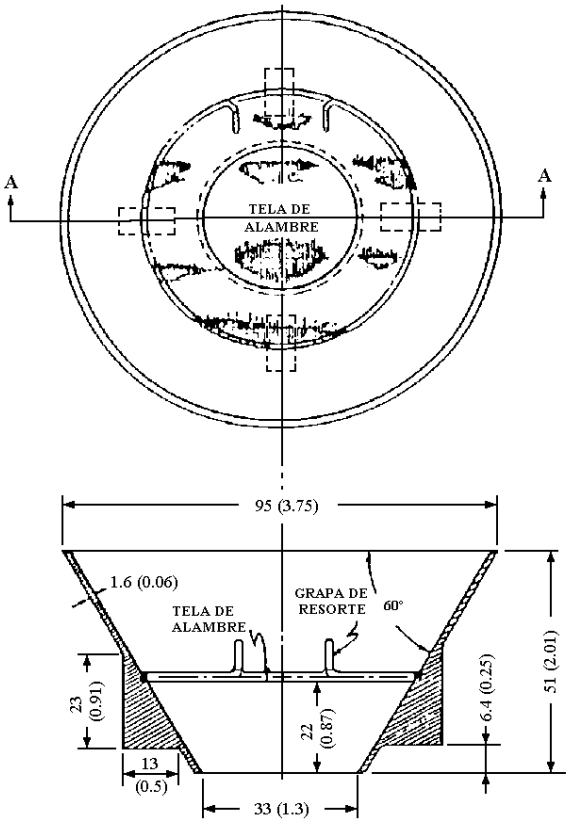
Nota.- Todas las dimensiones están en milímetros (pulgadas)

FIGURA 11. Tubo de retiro para Viscómetro Saybolt



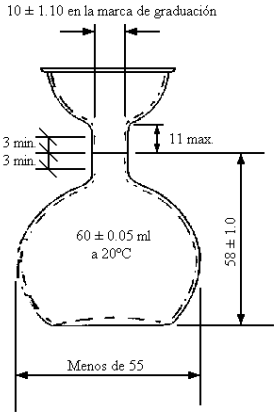
Nota.- Todas las dimensiones están en milímetros (pulgadas)

FIGURA 12. Soporte del Termómetro



Nota.- Todas las dimensiones están en milímetros (pulgadas)

FIGURA 13. Embudo de filtrado para Viscómetro Saybolt



Nota.- Todas las dimensiones están en milímetros (pulgadas)

FIGURA 14. Frasco Receptor

6.5.8. Cronómetro

Graduado en décimas de segundo, y exacto a dentro de 0.1 por ciento cuando se prueba un intervalo encima de 60 minutos. Los cronómetros eléctricos son aceptables si son utilizados en un circuito controlado de frecuencia.

Termómetros de Viscosidad Saybolt ASTM

Temperatura Estándar de Ensayo ºC (ºF)	Termómetro ASTM No.	Termómetro	
		Rango C (F)	Subdivisión C (F)
21.11 (70)	17C (17F)	19 a 27 (66 a 80)	0.1 (0.2)
25.0 (77)	17C (17F)	19 a 27 (66 a 80)	0.1 (0.2)
37.8 (100)	18C (18F)	34 a 42 (94 a 108)	0.1 (0.2)
50.0 (122)	19C (19F)	49 a 57 (120 a 134)	0.1 (0.2)
54.4 (130)	19C (19F)	49 a 57 (120 a 134)	0.1 (0.2)
60.0 (140)	20C (20F)	57 a 65 (134 a 148)	0.1 (0.2)
82.2 (180)	21C (21F)	79 a 87 (174 a 188)	0.1 (0.2)
98.9 (210)	22C (22F)	95 a 103 (204 a 218)	0.1 (0.2)

6.6. PREPARACIÓN DEL APARATO

Use la punta del orificio Universal para los lubricantes y destilados con tiempos de derrame mayores a 32 segundos para dar la exactitud deseada. Los líquidos con tiempos de derrame mayores a 1000 segundos no se prueban convenientemente con este orificio.

Use la punta del orificio Furol para los materiales residuales con tiempos de derrame mayores que 25 segundos para dar la exactitud deseada.

Limpie el viscómetro completamente con un solvente apropiado de toxicidad baja; entonces quite todo el solvente del viscómetro y su galería. Limpie el frasco receptor de la misma manera.

Prepare el viscómetro y el baño en una área donde no se expongan a proyectos o los cambios rápidos en temperatura, y polvo o vapores que podrían contaminar una muestra.

Ponga el frasco receptor (Figura 5) bajo el viscómetro para que la marca de la graduación en el frasco sea de 100 a 130 mm (4 a 5 in.) debajo del fondo del tubo del viscómetro, y para que el chorro de aceite golpeara apenas el cuello del frasco.

Llene el baño a por lo menos 6 mm (¼ in.) sobre el margen de derrame del viscómetro con un medio del baño apropiado seleccionado de la Tabla 2.

Mantenga revolviendo adecuadamente y controlado la temperatura del baño para que la temperatura de una muestra de ensayo en el viscómetro no variara más de ±0.05ºC (±0.10ºF) después de alcanzar la temperatura de ensayo seleccionada.

No haga medidas de viscosidad a temperaturas debajo del punto del rocío de la atmósfera del cuarto.

Para la calibración y ensayos del arbitraje, mantenga la temperatura del cuarto entre 20 y 30ºC (68 y 86ºF), y grabe la temperatura actual. Sin embargo, las temperaturas del cuarto arriba a 38ºC (100ºF) no introducirán los errores que excedan al 1%.

Promedios del Baño Recomendados

Temperatura Estándar del Ensayo C (F)	Medio del Baño Recomendado	Diferencial de La Temperatura Máxima, C (F)	Control Funcional de La Temperatura del Baño
21.1 (70)	Agua	± 0.05 (0.10)	± 0.05 (0.10)
25.0 (77)	Agua	± 0.05 (0.10)	± 0.05 (0.10)
37.8 (100)	agua o aceite de viscosidad de 50 a 70 SUS a 37.8ºC (100ºF)	± 0.15 (0.25)	± 0.05 (0.10)
50.0 (122)	agua o aceite de viscosidad de 120 a 150 SUS a 37.8ºC (100ºF)	± 0.20 (0.35)	± 0.05 (0.10)
54.4 (130)	agua o aceite de viscosidad de 120 a 150 SUS a 37.8ºC (100ºF)	± 0.30 (0.50)	± 0.05 (0.10)
60.0 (140)	agua o aceite de viscosidad de 120 a 150 SUS a 37.8ºC (100ºF)	± 0.50 (1.0)	± 0.05 (0.10)
82.2 (180)	agua o aceite de viscosidad de 300 a 370 SUS a 37.8ºC (100ºF)	± 0.80 (1.5)	± 0.05 (0.10)
98.9 (210)	aceite de viscosidad de 330 a 370 SUS a 37.8ºC (100ºF)	± 1.10 (2.0)	± 0.05 (0.10)

6.7. CALIBRACIÓN Y ESTANDARIZACIÓN

Calibre el viscómetro Saybolt Universal en intervalos de no más de 3 años midiendo el tiempo de derrame a 37.8ºC (100ºF) de un aceite estándar de viscosidad apropiado, siguiendo el procedimiento descrito en la Sección 2.6.8. Vea Apéndice A2 para el aceite estándar de viscosidad disponible.

El tiempo de derrame del aceite estándar de viscosidad debe ser igual al valor certificado de viscosidad Saybolt. Si el tiempo del derrame difiere del valor certificado por más de 0.2%, calcule un factor de la corrección, *F*, para el viscómetro de la siguiente manera:

$$F = \frac{V}{t}$$

donde:

V = viscosidad Saybolt certificada
t = medida del tiempo de derrame a 37.8ºC (100ºF)

Calibre el viscómetro Saybolt Furol a 50.0ºC (122ºF) como se describió anteriormente, usando un aceite de viscosidad estándar con un tiempo de derrame mínimo de 90 segundos.

El viscómetro u orificios que requieren correcciones mayores a 1%, no se deben usar en comprobación del arbitraje.

6.8. PROCEDIMIENTO

Establezca y controle la temperatura del baño a la temperatura de ensayo seleccionada.

Las temperaturas de ensayo estándar para medir las viscosidades Saybolt Universal son 21.1, 37.8, 54.4 y 98.9ºC (70, 100, 130 y 210ºF).

Las temperaturas de ensayo estándar para medir las viscosidades Saybolt Furol son 25.0, 37.8, 50.0 y 98.9ºC (77, 100, 122 y 210ºF).

Otras temperaturas de ensayo estándar en uso incluyen 60.0 y 82.2ºC (140 y 180ºF).

Inserte un tapón de corcho en la cámara de aire en la parte inferior del viscómetro; una cadena pequeña o cordón pueden atarse al corcho para facilitar retiro rápido. El corcho debe encajar suficiente herméticamente para prevenir el escape de aire, como evidenciado por la ausencia de aceite en el corcho cuando sea retirado después como describió.

Si las temperaturas de ensayo seleccionadas son temperatura del cuarto anterior, la prueba del ensayo puede ser apresurada precalentando la muestra en su recipiente original a no más de 1.7ºC (3.0ºF) sobre la temperatura de ensayo.

Revuelva bien la muestra, entonces estire a través de un hilo de tela de malla apropiada directamente en el viscómetro hasta el nivel es anterior el margen de derrame. El hilo de tela debe ser de 150 µm (No. 100) de malla excepto como se describe en T 59 (Pruebas de Emulsiones Asfálticas).

Para materiales del camino asfálticos líquidos que tienen componentes muy volátiles como el de curado rápido y curado medio, el precalentando en un recipiente abierto no es permitido.

El material debe ser vertido a temperatura del cuarto en el viscómetro o si el material es muy viscoso para verter convenientemente a temperatura del cuarto, debe ser calentado lo suficiente poniendo la muestra en el recipiente original en el baño de agua a 50ºC (122ºF) por unos pocos minutos previos al vertido. El filtrado a través de una tela del alambre se omitirán.

Para ensayos con temperatura del cuarto superior, el mayor diferencial de temperatura que se indicó en la Tabla 2 será permitido durante el periodo de calentamiento, pero la temperatura del baño debe ser ajustada dentro de límites prescritos antes del minuto final de revolver durante el cual la temperatura de la muestra permanece constante.

Revuelva la muestra en el viscómetro con el termómetro de viscosidad apropiado equipado con el soporte del termómetro (Figura 3). Use un movimiento circular a 30 a 50 rpm en un plano horizontal. Cuando la temperatura de la muestra permanece constante dentro de 0.05ºC (0.10ºF) de la temperatura del ensayo durante 1 minuto de revolver continuo, quite el termómetro.

Inmediatamente ponga la punta del tubo del retiro (Figura 2) en la galería en un punto, y aplica una succión para quitar el aceite hasta que el nivel en la galería esté debajo del margen de derrame. No toque el margen de derrame con el tubo del retiro; la cabeza líquida efectiva de la muestra debe ser reducida.

Verifique para estar seguro que el frasco receptor está en posición apropiada; entonces saque una foto el corcho del viscómetro y empieza el cronómetro al mismo momento; una cadena pequeña o cordón pueden ser atados al corcho para facilitar levantamiento rápido.

Detenga el cronómetro el momento que el fondo de la media luna de aceite alcanza la marca de la graduación en el frasco receptor. Grabe que el tiempo de derrame en segundos al 0.1 segundo más cercano.

6.9. DETERMINACIÓN Y REPORTE

Multiplique que el tiempo de derrame por el factor de la corrección para el viscómetro en Sección 2.6.7.

Reporte que el tiempo de derrame corregido como la viscosidad Saybolt Universal o Saybolt Furol del aceite a la temperatura a la que el ensayo fue hecho.

Los valores del reporte deben ser hechos al segundo entero más cercano.

APÉNDICE I

A.1. Viscómetro Saybolt y Accesorios

A.1.1. Viscómetro

El viscómetro, ilustrados en Figura 10, debe estar construido de completamente de metal resistente a la corrosión, conforme a los requisitos dimensiónales mostrado en Figura 10. La punta del orificio, Universal o Furol, puede estar construida como una unidad reemplazable en el viscómetro. Provea de un desvolvedor en el extremo más bajo del viscómetro atándolo en el baño. Monte verticalmente en el baño y pruebe la alineación con un nivel en el plano del margen de la galería. Proporcione un corcho o otro adecuado medio para prevenir el flujo de muestra hasta el principio del ensayo; una cadena pequeña o cordón pueden atarse al corcho para facilitar levantamiento rápido.

A.1.2. Baño

El baño sirve de un apoyo para sostener el viscómetro en una posición vertical, y de recipiente para el medio del baño. Equipe el baño con aislamiento efectivo y con un dispositivo efectivo para revolver. Proporcione al baño con un rollo por calentar y refrescar y con calentadores termostaticamente controlado capaz de mantener el baño dentro de la precisión funcional como se muestra en la Tabla 2. Deben localizarse los calentadores y rollo por lo menos 75 mm (3 in.) del viscómetro. Proporcione de medios para mantener el medio baño por lo menos 6 mm (0.25 in.) sobre el margen de derrame. El medio baño se muestra en la Tabla 2.

A.2. Normas de Viscosidad

A.2.1. Normas de Viscosidad Saybolt

Las normas de viscosidad de aceite que conforman a los requisitos de ASTM han certificado los valores de viscosidad Saybolt establecidos para determinación cooperativa de valores de viscosidad cinemática. Los valores cinemáticos se convierten a valores de viscosidad Saybolt Universal y Saybolt Furol por medio de las tablas de la

conversión dadas en ASTM D 2161. Las viscosidades de Saybolt aproximadas se muestran en la Tabla A1.

A.2.2. Normas conforme las Normas de ASTM de Viscosidad Saybolt

Las normas de viscosidad también pueden usarse para las calibraciones rutinarias a otras temperaturas como muestra en la Tabla A1. Otros líquidos de la referencia y/o propósitos para las calibraciones rutinarias pueden establecerse por la selección de aceites estables cubriendo el rango deseado y determinando sus viscosidades en un viscómetro calibrado con una norma conforme a los requisitos de ASTM.

A.2.3. Calibraciones Rutinarias

Las normas de viscosidad también pueden usarse para las calibraciones rutinarias a otras temperaturas como muestra en la Tabla A1.

Normas de Viscosidad de Aceites Saybolt

Normas de Viscosidad de Aceites	SUS a 37.8ºC (100ºF)	SUS a 98.9ºC (210ºF)	SUS a 50ºC (122ºF)
S3	36	-------	-------
S6	46	-------	-------
S20	100	-------	-------
S60	290	-------	-------
S200	930	-------	-------
S600	-------	150	120

7. ENSAYO DE LA MANCHA DE MATERIALES ASFÁLTICOS.

(DESIGNACIÓN AASHTO: T 102-83 (1993))

7.1. ALCANCE

Este método de ensayo sólo es aplicable a productos asfálticos derivados de petróleo y no debe aplicarse a asfaltos naturales que contienen materia no bituminosa insoluble en xileno (C6H4(CH3)2).

Los materiales, los cuales por uso de solvente estándar se clasifican como positivo, pueden nuevamente probarse para determinar su grado de positividad por medio de su "equivalente de xileno". El equivalente de xileno debe ser el porcentaje más bajo por volumen de xileno en un solvente compuesto de xileno y nafta o xileno estándar y heptano normal (C7H16), como se especificó, los cuales producen una "mancha negativa" para el material en cuestión. Éstos se conocerán como el equivalente de nafta-xileno y equivalente heptano-xileno respectivamente. El porcentaje de xileno en los solventes debe establecerse en incluso 5.0% de los incrementos. Cuando ningún equivalente de xileno se especifica, la nafta estándar sólo se debe usar como el solvente.

7.2. MATERIALES

La nafta estándar debe ser una carrera recta la cabeza destile libre de los productos resquebrajados de cualquier tipo y debe conformar a los requisitos como se indica en la tabla titulada "NAFTA."

El número de la anilina del solvente se debe determinar como está descrito en "El Método Estándar ASTM de Ensayo para el Punto de la Anilina y el Punto de la Anilina Mixto de Productos de Petróleo y Solventes del Hidrocarburo", D 611-64.

El xileno usado cuando el equivalentes del xileno es especificado debe ser químicamente xileno puro mostrando un rango hirviente de 137 a 140ºC (278.6 a 284ºF) cuando está destilado de acuerdo con "El Método Estándar de Prueba para la Destilación de Gasolina, Nafta, Querosén, y los Productos de Petróleo Similares" (AASHTO T 115).

7.3. HERRAMIENTAS

Las siguientes herramientas son requeridas:

Un frasco, de 50 ml de capacidad, modelo de Florence o boca ancha el fondo llano el modelo de Soxhlet aproximadamente 45 mm (1¾ in.) de diámetro por 60 mm (2 3/8 in.) de alto.

Un tapón de corcho para frasco proporcionado con unos 200 mm (8 in.) de longitud de 6.4 mm (¼ in.) de tubería de vidrio.

Papel del filtro Whatman No. 50. (El tamaño de 70 mm es suficiente.)

Plato de vidrio - Un plato de vidrio claro y liso debe ser limpiado primero con benceno o tetracloruro de carbono, entonces lavado con jabón y agua, secado limpio, limpiado con una preparación de limpieza de vidrio conveniente, y secado limpio y libre del polvo e hilachas. Después de este tratamiento de limpieza, una gota de la mezcla del asfalto cuando aplicado al vidrio debe fluir uniformemente hacia afuera para formar una mancha elíptica circunscrita. Si la mancha es dentada y desigual en su contorno, el vidrio debe ser limpiado de nuevo con un líquido de limpieza de vidrio conveniente hasta una gota de la mezcla de asfalto los fluya hacia afuera como está descrito.

Pipeta o Bureta con graduaciones de 0.1 ml.

Termómetro - Un Termómetro ASTM Precisión 64ºC o 64ºF que cumplan con los requisitos de ASTM E 1.

Balanza - Una balanza que cumpla con los requisitos de AASHTO M 231, Clase C.

7.4. PRUEBAS

Para asfaltos sólidos o el semisólidos, el ensayo debe ser dirigido sobre el material original. Para los asfaltos líquidos de curado lento que tengan menos de 15% por volumen destilado debajo de 360ºC (680ºF) por "El Método Estándar de Ensayo para la Destilación de Reducción los Productos Asfálticos" (AASHTO T 78) el ensayo puede hacerse sobre el material original excepto en casos de disputa, cuando deba realizarse sobre el residuo del ensayo de la destilación especificado anteriormente. Para otros asfaltos líquidos, el ensayo en todos los casos debe realizarse sólo sobre el residuo del ensayo de la destilación especificado anteriormente.

7.5. PROCEDIMIENTO

Una muestra que pese 2 ± 0.02 g debe ser colocada en el frasco. Si no fluye prontamente a temperatura del cuarto, el frasco se calentará cuidadosamente hasta que la muestra puede extenderse en una película delgada que cubre el fondo de la porción más baja del frasco, la cual entonces se permitirá enfriarse a la temperatura del cuarto.

Con la pipeta o bureta, ponga en el frasco 10.2 ml del solvente especificado. Inserte rápidamente en el cuello del frasco el tapón de corcho con su 200 mm (8 in.) de longitud de tubería y se arremoline el frasco con un movimiento circular rápido por 5 segundos. El frasco se sumergirá entonces a su cuello en un baño de suavemente agua hirviente durante 55 segundos (a menos que la muestra sea un líquido delgado; en tal caso, calentar es innecesario).

El frasco debe ser removido del baño y se lo hará girar durante 5 segundos, y cada minuto después de esto el frasco debe ser alternadamente sumergido durante 55

segundos y removido y hacerlo girar durante 5 segundos hasta que la dispersión completa haya tenido lugar.

Después de completada la dispersión, el extremo del tubo de vidrio debe ser bajado debajo del nivel de la solución y el frasco se permitirá enfriarse durante 30 minutos a temperatura del cuarto.

La mezcla del solvente del asfalto se calentará entonces por 15 minutos en un baño de agua manteniendo una temperatura de 32 ± 0.5ºC (89.6 ± 1.0ºF). La mezcla del solvente del asfalto debe ser revuelta completamente y por medio de una vara revolvedora limpia una gota de la mezcla calentada debe ser colocada en el papel del filtro Whatman No. 50. Después de 5 minutos la mancha debe ser examinada manteniendo el papel a la longitud de brazo con el plano del papel apropiadamente en ángulo recto a la línea de visión con una buena fuente de luz (preferentemente luz del día) en la espalda del observador. Si la gota forma una mancha circular de color castaño o amarillento castaño, con un núcleo en el centro sólido más oscuro o anular, el ensayo debe reportarse como positivo.

Si la gota forma uniformemente una mancha circular de color castaño, el juicio debe ser reservado y la mezcla del solvente del asfalto debe ser puesto al lado del frasco herméticamente tapado a la temperatura del cuarto en una luz dominada, para ser re-ensayada 24 horas después del primer examen. La mezcla calentada a 32 ± 0.5ºC (89.6 ± 1.0ºF) por 15 minutos como antes, debe ser revuelta entonces vigorosamente hasta que sea uniforme y una gota de la muestra se pondrá de nuevo en el papel del filtro. Si la gota de la mezcla 24 horas antes todavía forma una mancha circular uniforme de color castaño, la prueba se informará como "negativo" pero si un núcleo más oscuro sólido o anular, como se describió en el párrafo anterior, se forma en el centro de la mancha, la prueba se informará como "positivo".

7.6. PROCEDIMIENTO EN CASOS DISPUTADOS

En caso de la disputa el ensayo entero se debe repetir. Cualquier pérdida en la masa de solvente durante la dispersión se debe hacer por solvente adicional y el frasco después de que la dispersión sea completada se debe mantener en luz dominada a una temperatura de 25 ± 1.7ºC (77 ± 3ºF) hasta que las 24 horas de ensayo se hayan cumplido. Una gota de la mezcla del solvente del asfalto calentada por 15 minutos a 32 ± 0.5ºC (89.6 ± 1ºF) debe ser colocada en el papel del filtro y en el plato de vidrio. Si la apariencia de la gota en papel del filtro hecho o con un preparado fresco o la mezcla de 24 horas anterior que todavía está en disputa, entonces el ensayo hecho en el plato de vidrio de la manera especificada debajo debe ser finalizada.

La gota de la mezcla de 24 horas anterior se debe colocar en el plato de vidrio sostenido en un ángulo de 45 grados con la horizontal. Si, como la gota fluye hacia afuera allí desarrolla en el centro de su camino una raya enmarañada embotada, el contorno, el cual está bien definido, contra la zona exterior lisa, clara, de color castaño glaseado cuando el

vidrio es examinado a través de una luz reflejada contra un fondo oscuro, el ensayo se reportará como positivo.

Si una gota de la mezcla de 24 horas anterior fluye fuera a una película uniforme, clara, de color castaño glaseada, sin la raya central como describió en el párrafo anterior, el ensayo se reportará como negativo.

7.7. EQUIVALENTES DE XILENO

El método usado en este ensayo para "equivalentes del xileno" debe ser el mismo al que se especificó anteriormente excepto que el solvente debe estar compuesto xileno y la nafta normal o de xileno y el heptano normal como se especificó.

Para determinar el equivalente de xileno de dos o más muestras del asfalto a ser examinado se debe dispersar en un solvente mixto prescrito, el porcentaje de xileno que se hace variar por 5% sucesivos (volumen) los incrementos hasta que dos soluciones de asfalto hallan sido encontradas, una de las cuales muestra una mancha positiva mientras la otra (en cual el solvente contiene 5% más de xileno) muestra una mancha negativa. El equivalente de xileno sería reportado entonces por el porcentaje del xileno en los dos solventes usados en estas dos soluciones, por ejemplo, como "10-15% de equivalente de nafta-xileno" o "20-25% de equivalente de heptano-xileno" como el caso pudiera ser.

Cuando la aceptación de material es basada en un equivalente de xileno especificado, el porcentaje exacto más bajo de xileno que produce una "mancha negativa" no necesita ser determinado. La muestra puede ser ensayada con un solvente compuesto de porcentajes especificados de xileno y el heptano normal como es requerido, y cualquier material que se muestra negativo para este solvente se debe reportar como estar menos del equivalente de xileno particular que se ha designado, como por ejemplo, "menos de 20% de equivalente de nafta-xileno " o "menos de 25% de equivalente de heptano-xileno".

8. ENSAYO DE LA PELÍCULA DELGADA.

(DESIGNACIÓN AASHTO: T 179-93)
(DESIGNACIÓN ASTM: D 1754-83)

8.1. ALCANCE

Este método cubre la determinación del efecto de calor y del aire en una película de los materiales asfálticos semisólidos. Los efectos de este tratamiento son determinados de las mediciones de propiedades del asfalto seleccionado antes y después del ensayo.

8.2. RESUMEN DEL MÉTODO

Una película de material asfáltico es calentada en un horno por 5 horas a 163ºC (325ºF). Los efectos del calor y del aire son determinados de cambios que ocurren en propiedades físicas medidas antes y después del tratamiento del horno. Un procedimiento opcional es proporcionar para determinar el cambio en masa de la muestra.

Los valores de precisión para el método se ha desarrollado para la viscosidad, cambio de viscosidad, cambio de penetración y cambio de masa; la precisión para otras propiedades es indefinida.

8.3. SIGNIFICADO

Este método indica cambio aproximado en las propiedades del asfalto durante la mezcla en caliente convencional a aproximadamente 150ºC (300ºF) como se indicado para viscosidad, penetración, o medidas de ductilidad. Produce un residuo el cual aproxima la condición del asfalto como incorporación en el pavimento. Si la temperatura de mezclado difiere apreciablemente de 300ºF, más o menos, un efecto en propiedades ocurrirá.

8.4. HERRAMIENTAS

8.4.1. Horno

El horno debe calentar eléctricamente y debe cumplir con los requisitos de la actuación de ASTM E 145, para Hornos Tipo B de Trasmisión de Gravedad y Ventilación Forzada (Transmisión de Gravedad), para operar a temperaturas de 180ºC (356ºF). Durante los ensayos para complacencia a los requisitos de ASTM E 145, el estante del horno, propiamente centrados como se describe en la Sección 2.8.4.1.2., debe estar en su posición y rotando.

8.4.1.1. Construcción

El horno debe ser rectangular con dimensiones de interior de mínimas (exclusivo de espacio ocupado por el elemento a calentar), de 330 mm (13 in.) en cada dirección. El horno debe tener, por el frente, una puerta con bisagras herméticamente ajustada la cual proporcionará una apertura clara sustancialmente igual a la altura interior y anchura del horno. La puerta puede contener una ventana con dimensiones de por lo menos 100 por 100 mm (4 por 4 in.) y con dos hojas de vidrio separadas por un espacio de aire, también debe ser atravesada por un termómetro vertical, localizó como se especifica en la Sección 6.1, para que se pueda leer sin abrir la puerta; o al horno puede tener una puerta de vidrio interior a través de la cual el termómetro puede ser observado al abrir momentáneamente la puerta exterior. El horno debe ser ventilado adecuadamente por corrientes de la transmisión de aire y para este propósito debe estar provisto de aperturas para la entrada de aire y para la salida de aire caliente y vapores. Las aperturas pueden ser de cualquier tamaño siempre que cumplan con los requisitos de ASTM E 145 Tipo 1B.

8.4.1.2. Estante Rotatorio

El horno debe estar provisto de un estante metálico circular que tenga un diámetro mínimo de 250 mm (9.8 in.). La construcción del estante debe ser tal que proporcione una superficie plana para apoyar los recipientes sin que bloquee la circulación de aire a través del estante cuando el recipiente está en su lugar. El estante debe ser suspendido por un eje vertical y que este al centro con respecto a las dimensiones interiores horizontales del horno y debe proporcionar un mecanismo de rotación de 5.5 ± 1 rpm. El estante se localizará verticalmente tan cerca del centro del horno como sea permitido por complacencia con los requisitos de la Sección 2.8.6. con respecto a la colocación del termómetro.

8.4.1.3. Tiempo de Recuperación

Cuando el horno obtiene una temperatura de 163ºC (325ºF) y se introducen dos recipientes de muestras, el horno debe ser capaz de volver a 162ºC (323ºF) en 15 minutos.

8.4.2. Termómetro

Una Pérdida de ASTM en el Termómetro de Calor teniendo un rango de 155 a 170ºC y de acuerdo con los requisitos para termómetro 13ºC, como esta prescrito en ASTM E1.

8.4.3. Recipiente

Un contenedor cilíndrico de 140 mm (5½ in.) en diámetro interior y 9.5 mm (3/8 in.) en profundidad con un fondo plano. Cincuenta mililitros de la muestra en este recipiente del tamaño proporciona una película de espesor de 3.2 mm (1/8 en.). Los contenedores

deben ser de aluminio o el acero inoxidable. Los contenedores de aluminio deben tener un espesor de metal de aproximadamente 0.76 mm (0.030 in.). Los contenedores de acero inoxidable deben tener un espesor de metal de aproximadamente 0.635 mm (0.025 in.).

8.6. PROCEDIMIENTO

Nivele el horno para que el estante rote en un plano horizontal. La inclinación del máximo durante la rotación debe ser no más de 3 grados de la horizontal. Determine la temperatura del horno por medio del termómetro especificado (Sección 2.8.4.2.) apoyó del eje del estante circular en una posición vertical en un punto equidistante del centro y el borde exterior del estante. El fondo de la bombilla del termómetro debe ser 6.4 mm (¼ in.) sobre la parte superior del estante.

Con el horno a 163ºC (325ºF), rápidamente ponga los recipientes con la muestra en el estante circular, cierre el horno, y empiece a rotar el estante. Mantenga la temperatura en 163 ± 1ºC (325 ± 2ºF) por 5 horas después que la muestra halla sido introducida y el horno halla alcanzado esa temperatura de nuevo. El periodo de 5 horas empezará cuando la temperatura alcance 162ºC (323ºF) y en ningún caso el tiempo total que la muestra está en el horno debe ser más de 5¼ horas. A la conclusión del periodo de calentamiento, quite las muestras del horno. Si el cambio en masa no está siendo determinado, procede de acuerdo con la sección titulada "*Nota 1*". Si el cambio en masa está siendo determinado, enfrié a la temperatura del cuarto, pese al más cercano 0.001g, y calcule el cambio en masa en base al asfalto en cada recipiente. Cuando no se pueda completar los ensayos en un mismo día, y si la pérdida o ganancia en la masa de la muestra está siendo determinada, pese los residuos y guárdelos toda la noche antes de recalentarlos. Si el cambio en masa no está siendo determinado, transfiera el residuo a un recipiente de 240 ml (8 oz.) como se describe en la sección titulada "*Nota 1*" antes de guardarlos toda la noche.

Después de pesar los recipientes con los residuos, póngalos en tablas de asbesto-cemento. (El uso de tablas aislantes rígidas resistente al calor las cuales no contiene asbesto es permisible.) Ponga las tablas y los recipientes en el estante circular del horno manteniendo una temperatura de 163ºC (325ºF). Cierre el horno y rote el estante por 15 ± 2 minutos, quite las muestras y tablas, y inmediatamente proceda como se describe en la sección titulada "*Nota 1*".

Nota 1

Verter ambas muestras en un ungüento de estaño de 240 ml (8 oz.). Retire todo el material sustancialmente de los contenedores de 140 mm (5½ in.) raspando con una conveniente espátula o cuchillo de masilla. Revuelva los residuos combinados completamente, ponga el recipiente de 240 ml (8 oz.) en un plato caliente para mantener el material en una condición fluida si es necesario. Vierta el material en los recipientes apropiados o moldes para la penetración, ductilidad u otros ensayos si son requeridos.

Complete los ensayos en residuo por los métodos apropiados AASHTO de ensayo dentro de 72 horas después de realizar esta prueba.

8.7. REPORTE

Reporte los valores de las propiedades del asfalto original medidos en la Sección 5.2 y los valores de la propiedad del residuo como se midió en la sección titulada "*Nota 1*". El cambio de viscosidad también puede expresarse como la relación de la viscosidad del asfalto residual con la viscosidad del asfalto original. El cambio de penetración se evalúa como la penetración del residuo expresada como el porcentaje de la penetración original.

Reporte la ductilidad u otros resultados del ensayo de acuerdo con los Métodos apropiados AASHTO de Ensayo.

Cuando se determine, reporte el cambio promedio en masa del material en todos los recipientes usados en el ensayo como por ciento de masa del material original.

8.8. PRECISIÓN

El criterio por juzgar la aceptabilidad de la viscosidad a 60ºC (140ºF) y 135ºC (275ºF), la proporción de viscosidad a 60ºC (140ºF), el cambio en penetración a 25ºC (77ºF), y los resultados del ensayo de cambio de masa obtenidos por este método se da en la Tabla 1. En la Columna 2 se distinguen las desviaciones estándar que han sido encontradas para los materiales apropiados y condiciones de ensayo descritos en Columna 1. En la Columna 3 se distinguen los límites que no deben ser excedidos por la diferencia entre los resultados de dos ensayos apropiadamente dirigidos. En la Columna 4 se distinguen los coeficientes de variación que se ha encontrados para los materiales apropiados y condiciones de ensayo descritos en Columna 1. En la Columna 5 se distinguen los límites que no deben ser excedidos por la diferencia entre los resultados de dos ensayos apropiadamente dirigidos expresados como un por ciento de su medida.

El criterio por juzgar la variabilidad de otros resultados del ensayo no está disponible en la actualidad.

Precisión				
Materiales y Tipo de Índice	Desviación Estándar (IS)	Rango Aceptable de 2 Resultados (D2S)	Coeficiente de Variación (Porcentaje de Medida) (IS%)	Rango Aceptable de 2 Resultados (Porcentaje de Medida) (D2S%)
Precisión de un Operador Solo				
Porcentaje de Penetración Retenida	1.43	4.0	--------	--------
Cambio en el Porcentaje de la Masa				
No más de 0.4% (max)	0.014	0.04	--------	--------
Más del 0.4%	--------	--------	2.9	8.0
Viscosidad a 60ºC (140ºF)	--------	--------	3.3	9.3
Viscosidad a 135ºC (275ºF)	--------	--------	2.0	5.7
Relación = Viscosidad a 60ºC (140ºF) después del ensayo / Viscosidad a 60ºC (140ºF) antes del ensayo	--------	--------	5.6	16.0
Precisión del Multilaboratorio				
Porcentaje de Penetración Retenida	2.90	8.0	--------	--------
Cambio en el Porcentaje de la Masa				
No más de 0.4% (max)	0.055	0.16	--------	--------
Más del 0.4%	--------	--------	14.0	40.0
Viscosidad a 60ºC (140ºF)	--------	--------	11.6	33.0
Viscosidad a 135ºC (275ºF)	--------	--------	6.4	18.0
Relación = Viscosidad a 60ºC (140ºF) después del ensayo / Viscosidad a 60ºC (140ºF) antes del ensayo	--------	--------	9.1	26.0

9. ENSAYO DE SOLUBILIDAD DE MATERIALES BITUMINOSOS.

(DESIGNACIÓN AASHTO: T 44-93)
(DESIGNACIÓN ASTM: D 2042-81)

9.1. ALCANCE

Este método cubre la determinación del grado de solubilidad en tricloroetileno o 1,1,1 tricloroetano de minerales del asfalto que tienen pequeño o ninguna materia mineral.

9.2. RESUMEN DEL MÉTODO

La muestra se disuelve en tricloroetileno o 1,1,1 tricloroetano y se filtra a través de una estera del filtro. El material insoluble es lavado, secado, y pesado.

9.3. SIGNIFICADO Y UTILIZACIÓN

Este método es una medida de la solubilidad de asfalto en tricloroetileno o 1,1,1 tricloroetano. La porción que es soluble en tricloroetileno o 1,1,1 tricloroetano representa a los componentes consolidados activos.

9.4. HERRAMIENTAS Y MATERIALES

El ensamblaje del aparato de filtrado se ilustra en Figura 1. Los detalles de las partes del componente son:

Crisol de Gooch, vidriado por dentro y por fuera con la excepción de la parte de afuera de la superficie del fondo. Las dimensiones aproximadas deben ser de 44 mm de un diámetro en la parte superior, debe disminuir a 36 mm en la parte inferior, y con una altura de 28 mm.

La Almohadilla de Fibra de vidrio, debe ser de 3.2, 3.5, o 3.7 cm de diámetro.

Frasco del Filtro, paredes pesadas, con tubo del lado, de 250 mL o más grande de capacidad.

Tubo del Filtro, de 40 a 42 mm internos de diámetro.

Caucho de Entubado o Adaptador, para sostener el crisol de Gooch en el tubo del filtro.

Frasco de Erlenmeyer, 125 ml, u otro recipiente conveniente.

Horno, Capaz de mantener una temperatura de 110 ± 5ºC (230 ± 9ºF).

Evaporadora, de tamaño conveniente, cobró con un evaporado eficaz.

Balanza Analítica, clase A que cumpla con los requisitos de Especificación de AASHTO M 231.

9.5. SOLVENTE

Grado técnica, Tipo 1, Tricloroetileno o grado técnica 1,1,1 tricloroetano.

9.6. PREPARACIÓN DEL CRISOL DE GOOCH

Ensamble el aparato de filtrado como se muestra en la Figura 1. Coloque la almohadilla del filtro en el crisol del gooch, humedezca la almohadilla con solvente y asiente firmemente en la parte inferior del crisol con una succión ligera. Coloque en un horno a 110 ± 5ºC (230 ± 9ºF) por 20 minutos por lo menos, enfrié en la evaporadora y pese al 0.1 mg. más cercano. Repita el secado y pesado hasta que se obtenga una masa constante (± 3 mg). Guarde en la evaporadora hasta que este listo para el uso.

9.7. PREPARACIÓN DE LA MUESTRA

Si la muestra no es fluida, caliente a una temperatura conveniente, pero en ningún caso más de 100ºC (180ºF) sobre el punto de ablandamiento.

9.8. PROCEDIMIENTO

Transfiera aproximadamente 2 g de la muestra en el frasco de Erlenmeyer u otro recipiente conveniente de 125 ml. Permita el recipiente y su contenido enfriar a temperatura del ambiente y pesar al 1 mg más cercano. Agregan 100 ml de tricloroetileno o 1,1,1 tricloroetano al recipiente en porciones pequeñas con agitación continua hasta que todos los trozos desaparezca y que ninguna muestra sin disolver se adhiera al recipiente. Tape el frasco o por otra parte cubre el recipiente y coloque al lado durante 15 minutos por lo menos.

Coloque el crisol de Gooch previamente preparado y pese en el tubo del filtro.

Moje la almohadilla del filtro con una porción pequeña de solvente limpio y decante la solución a través de la almohadilla del filtro del crisol con una succión ligera.

Cuando la materia insoluble es apreciable, retenga tanto como sea posible en el recipiente hasta que la solución se halla escurrido a través de la almohadilla del filtro. Lave el recipiente con una cantidad pequeña de solvente y, usando un chorro de solvente de una botella del lavado, transfiera toda la materia insoluble al crisol. Use un "policía" si necesario para quitar cualquier materia insoluble que se adhiera al recipiente, enjuague el policía y el recipiente, lave completamente la materia insoluble en el crisol con solvente hasta que el filtrado es sustancialmente descolorido, entonces aplique una succión fuerte para remover el solvente restante. Remueva el crisol del tubo y limpie completamente el fondo de cualquier materia disuelta. Coloque en un horno a 110 ± 5ºC

(230 ± 9ºF) durante 20 minutos por lo menos. Enfrié en la evaporadora y pese al 0.1 mg más cercano. Repita el secado y el pesado hasta que un peso constante (± 0.3 mg) sea obtenido.

Solo se debe usar las almohadillas filtrantes de fibra de vidrio una vez.

9.9. DETERMINACIÓN Y REPORTE

Calcule el porcentaje total de materia insoluble o el porcentaje de la muestra soluble en el solvente usando las siguientes formulas:

$$\text{Porcentaje De Materia Insoluble} = \frac{A}{B} \cdot 100$$

$$\text{Porcentaje De Muestra Soluble} = 100 - \left(\frac{A}{B} \cdot 100 \right)$$

donde:

A = Peso Total Insoluble.
B = Peso Total de Muestra.

Para los porcentajes de insolubles de menos de 1.0, reporte al 0.01% más cercano; para los porcentajes de insoluble de 1.0 o más reporte al 0.1% más cercano.

9.10. PRECISIÓN

Las estimaciones de desviaciones estándar para este procedimiento y el criterio para juzgar la aceptabilidad de resultados (95% de nivel de confianza) se indica en la tabla titulada "Desviaciones Estándar."

Desviaciones Estándar

	Variabilidad Dentro de un Laboratorio		Variabilidad entre Laboratorios	
	Desviación Estándar	Repeticiones	Desviación Estándar	Reproductividad
Solubilidad del Asfalto más del 99% (tricloroetileno o 1,1,1 tricloroetano)	0.035	0.10	0.090	0.26

Las estimaciones de desviación estándar están basadas en:

	Asfaltos
Materiales	4
Replicaciones	3
Solventes	4
Laboratorios	26
Grados de Libertad	
Variabilidad dentro de un laboratorio	159
Variabilidad entre laboratorios	81
Desviación Estándar de datos	
Variabilidad dentro de un laboratorio	0.035
Variabilidad entre laboratorios	0.090

MANUAL DE ANOMALÍAS PCI

ANEXO II

ANEXO II-A

HOJAS DE ESTUDIO DE CAMPO
(En Blanco)

HOJA DE DATOS DE ESTUDIO DE LA CONDICIÓN DE CAMINOS Y ÁREAS DE PARQUEO DE SUPERFICIES DE ASFALTO PARA UNIDAD DE PRUEBA	CROQUIS:
TRAMO_____SECCIÓN_____ UNIDAD DE PRUEBA_____ INSPECCIONADO POR_____FECHA_____ ÁREA DE PRUEBA_____	

1. Piel de Cocodrilo	8. Agrietamiento Reflejo de Juntas	15. Ruteo
2. Exudación o Sangrado	9. Caída Externa de Vía / Hombrera	16. Empellones
3. Agrietamiento en Bloque	10. Agrietamiento Long. y Trans.	17. Agrietamiento Media Luna
4. Bombeo y Hundimiento	11. Parchados	18. Protuberancia
5. Corrugación	12. Agregados Pulidos	19. Intemperismo
6. Depresiones	13. Baches	
7. Agrietamiento de Borde	14. Cruce de Ferrocarril	

ANOMALÍA SEVERIDAD	CANTIDAD								TOTAL	DENSIDAD %	VALOR DEDUCIDO

Figura A-1. Hoja de Datos de Estudio de la Condición de Caminos y Áreas de Parqueo de Superficies de Asfalto para Unidad de Prueba

HOJA DE DATOS DE ESTUDIO DE LA CONDICIÓN DE CAMINOS Y ÁREAS DE PARQUEO DE SUPERFICIES DE CONCRETO PARA UNIDAD DE PRUEBA

TRAMO_____SECCIÓN_____ UNIDAD DE PRUEBA_____

INSPECCIONADO POR_____FECHA_____ ÁREA DE PRUEBA_____

TIPOS DE ANOMALÍAS

1.Hinchamiento / Pandeo
2.Ruptura de Esquina
3.Losa Dividida
4.Agrietamiento ("D") de Durabilidad
5.Falla
6.Daño del Sello de Junta
7.Caída Externa de Vía / Hombrera
8.Agrietamiento Lineal
9.Parchado Grande y Corte de Utilidad
10.Parchado Pequeño
11.Agregado Pulido
12.Baches
13.Bombeo
14.Perforación de Punzón
15.Cruce de Ferrocarril
16.Escamadura / Agrietamiento de Mapa / Dilapidado
17.Grietas de Contracción
18.Escamadura de Esquina
19.Escamadura de Junta

Tipo de Anomalía	Severidad	No. Losas	Densidad %	Valor Deducido

CROQUIS:

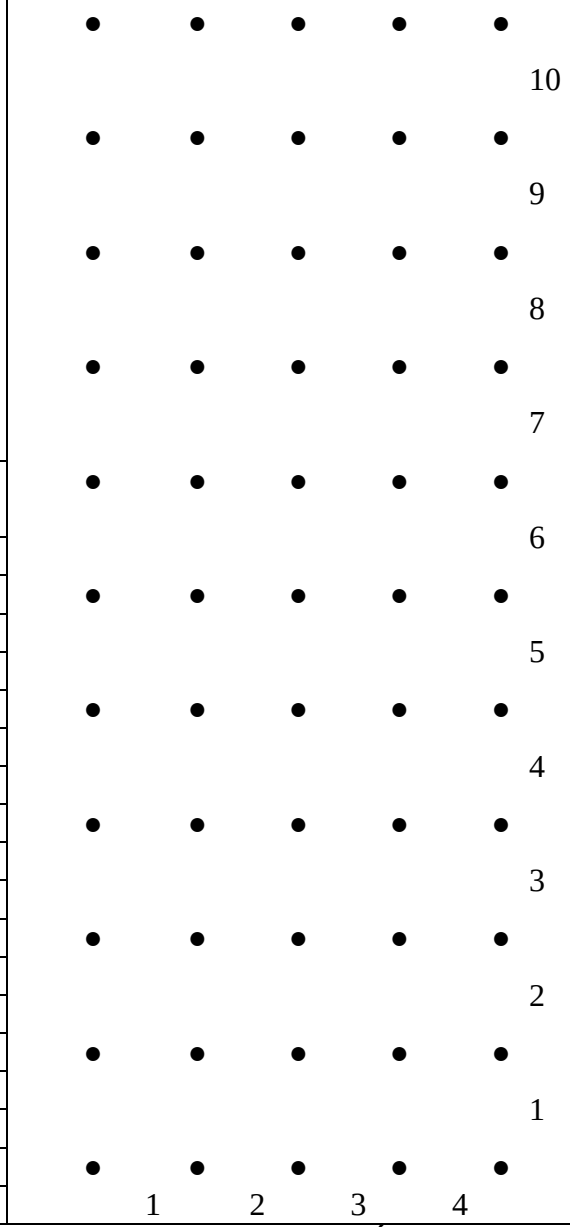


Figura A-2. Hoja de Datos de Estudio de la Condición de Caminos y Áreas de Parqueo de Superficies de Concreto para Unidad de Prueba

#	VALOR DEDUCIDO										Total	q	CDV
1													
2													
3													
4													
5													
6													
7													
8													
9													
10													

Figura A-3. Hoja para Calcular el PCI.

ANEXO II-B

DEFINICIONES DE ANOMALÍAS Y CURVAS DE VALORES DEDUCIDOS EN CAMINOS DE CONCRETO ASFÁLTICO

1. Piel de Cocodrilo (Alligator Cracking)

Descripción

Es una serie de grietas interconectada causada por fallas de fatiga de una superficie de concreto asfáltico bajo repetidas cargas de tráfico. El agrietamiento comienza en la superficie asfáltica, donde el esfuerzo de tensión es el más alto bajo la acción de la carga de una rueda. Inicialmente las grietas se propagan a la superficie en una serie de grietas longitudinales paralelas. Después de un repetitivo tráfico de cargas, las grietas se conectan, formando piezas de ángulo recto que desarrollan la apariencia de piel de cocodrilo. Estas piezas son generalmente < 2 pies (0.6 m) en la cara más ancha.

Las grietas de piel de cocodrilo ocurren solo en áreas que están sujetas a cargas repetitivas, según la ruta de las ruedas. Por tanto, esto no puede ocurrir sobre el área entera a menos que el área entera este sujeta a un tráfico de cargas repetitivas. (Cuando ocurre sobre toda el área, que no está sujeta a cargas repetitivas, se llama "agrietamiento en bloque", la cuál no está asociada a una anomalía a causa de cargas).

La piel de cocodrilo, es la más usual de las anomalías estructurales y usualmente están acompañadas de un "ruteo" (rutting).

Nivel de Severidad

L – Fino, son líneas como pelos de cabello que corren paralelas, algunas conectadas, otras no.

M – Adicionalmente se han desarrollado grietas suaves de piel de cocodrilo dentro del área.

H – El área de agrietamiento presenta piezas bien definidas, y puede presentar desprendimientos de material por el tráfico.

Como Medir

Se mide en unidades de área (pies^2 o m^2). La mayor dificultad es que 2 o los 3 tipos de niveles de severidad pueden presentarse en una misma área. Si estas porciones pueden ser fácilmente distinguibles una de otra, estos pueden ser medidos separadamente, caso contrario, se toma toda el área y se coloca en el nivel de mayor influencia.

Opciones de Reparo

L – No haga nada; Sello Superficial; Recubrimiento.
M – Parchado parcial o completo; Recubrimiento; Reconstrucción.
H – Parchado parcial o completo; Recubrimiento; Reconstrucción.

Figura B-1.a. Piel de Cocodrilo Baja-severidad.

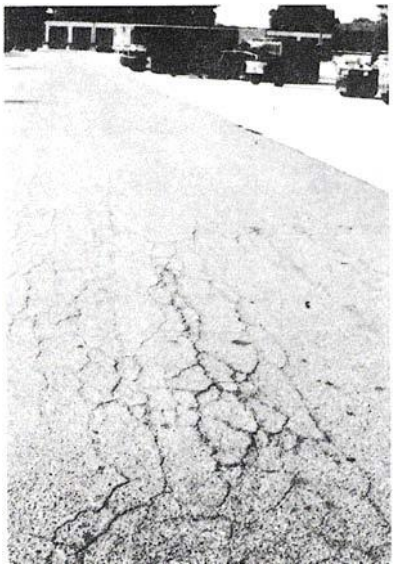


Figura B-1.b. Piel de Cocodrilo Media-severidad.

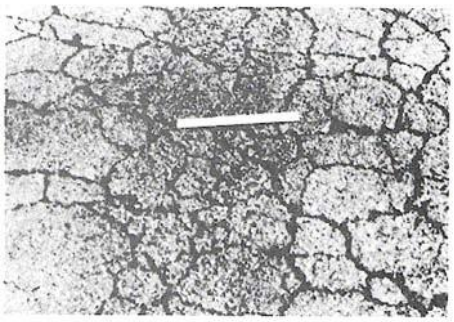


Figura B-1.c. Piel de Cocodrilo Alta-severidad.

2. Exudación o Sangrado (Bleeding)

Descripción

Es una película de material bituminoso sobre la superficie de pavimento, que crea un reflejo brillante superficial que usualmente llega a ser bastante pegajoso. Es causada por exceso de cemento asfáltico o alquitrán en la mezcla; exceso de aplicación en la imprimación bituminosa o bajo contenido de vacíos de aire. Esto ocurre cuando el asfalto llena los vacíos durante la mezcla en caliente y entonces este se expande sobre la superficie del pavimento.

Debido a que este proceso de "Sangrado" no es reversible en clima frío, el asfalto o alquitrán se acumulará sobre la superficie.

Nivel de Severidad

L – Sangrado muy suave y solo perceptible durante algunos días del año. El asfalto no se pega a los calzados o vehículos.

M – Sangrado ocurre con frecuencia, y el asfalto se pega a los calzados y vehículos durante unas pocas semanas al año.

H – Sangrado frecuente y considerable, el asfalto se pega a los calzados y vehículos durante al menos varias semanas al año.

Como Medir

Se mide en unidades de área (pies^2 o m^2). Si el "Sangrado" es registrado, el "pulido de agregados" no será registrado cuando se presenten ambos casos.

Opciones de Reparo

L – No haga nada.

M – Aplique arena / agregado y rodillo

H – Aplique arena / agregado y rodillo

Figura B-2.a. Exudación o Sangrado Baja-severidad.

Figura B-2.b. Exudación o Sangrado Media-severidad.

Figura B-2.c. Exudación o Sangrado Alta-severidad.

3. Agrietamiento en bloque (Block Cracking)

Descripción

Las "grietas en bloque", son grietas interconectadas que dividen el pavimento en piezas rectangulares aproximadamente. Los bloques tienen un rango de tamaño aproximado que van de 1 pies por 1 pies (0.30 m por 0.30 m) a 10 pies por 10 pies (3 m por 3 m). Es causada principalmente por contracción del concreto asfáltico y por acción del ciclo diario de temperaturas (tensión-contracción). Esta no es asociada a cargas. Esta anomalía usualmente indica que el asfalto es significativamente más duro. Además, generalmente ocurre sobre todo al ancho de la porción de pavimento, pero a veces también ocurre solo en áreas sin tráfico.

Nivel de Severidad

L – Bloques son definidos por grietas de severidad baja.

M – Bloques son definidos por grietas de severidad media.

H – Bloques son definidos por grietas de severidad alta.

Como Medir

Se mide en unidades de área (pies^2 o m^2). Generalmente ocurre un solo nivel de severidad por área, pero algunas áreas tienen distintos niveles de severidad en cuyo caso se deberán registrar separadamente.

Opciones de Reparo

L – Sellar grietas sobre 1/8 pulgadas (3.2 mm); Sello Superficial

M – Sellar grietas; Reciclar superficie; Escarificar en caliente y recubrir

H – Sellar grietas; Reciclar superficie; Escarificar en caliente y recubrir

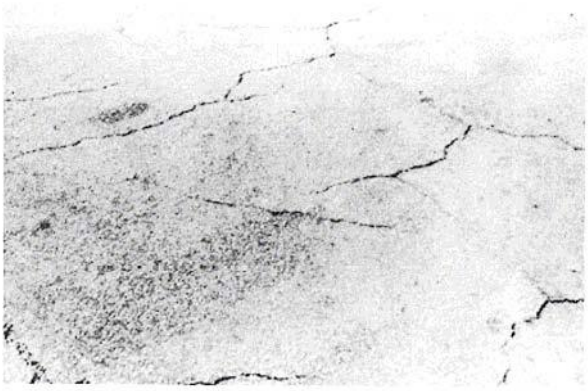


Figura B-3.a. Agrietamiento en bloque Baja-severidad.

Figura B-3.b. Agrietamiento en bloque Media-severidad.

Figura B-3.c. Agrietamiento en bloque Alta-severidad.

4. Bombeo y Hundimiento (Bumps and Sags)

Descripción

Los "Bombeos" son desplazamientos pequeños y localizados hacia arriba de la superficie pavimentada. Estos son diferentes de la anomalía de "empellones" que son causadas por inestabilidad del pavimento. Los "bombeos" pueden ser causados por diferentes factores, como ser:

1. Abolladuras o abultamientos en losas de Concreto de Cemento Portland (PCC) en pavimentos de concreto asfáltico sobre concreto de cemento Portland PCC.

2. Esfuerzos por escarchado (aumento gradual de hielo).

3. Infiltración y reconstitución del material en una grieta en combinación con las cargas de tráfico.

Los "Hundimientos" son desplazamientos pequeños y abruptos hacia abajo de la superficie pavimentada. Distorsiones y desplazamientos que ocurren a lo ancho del área de la superficie pavimentada causan depresiones anchas y/o largas en el pavimento, que son también llamadas "protuberancias".

Nivel de Severidad

L – Bombeo o hundimiento causa severidad baja en el "ride quality"[1].

M – Bombeo o hundimiento causa severidad media en el "ride quality".

H – Bombeo o hundimiento causa severidad alta en el "ride quality".

Como Medir

Se mide en unidades de longitud (pies o m). Si el bombeo aparece en una región perpendicular al flujo de tráfico y están espaciadas en menos de 10 pies (3 m), esta anomalía se llama "corrugación". Si el bombeo ocurre en combinación con una grieta, la grieta es también registrada.

Opciones de Reparo

L – No haga nada.

[1] Ride quality: percepción de la calidad de pavimento del conductor de un vehículo cuando pasa sobre ésta anomalía.

M – Molido en frío (Cold mill); Parchado longitudinal superficial, parcial o totalmente.

H – Molido en frío (Cold mill); Parchado profundo superficial, parcial o totalmente; Recubrir.

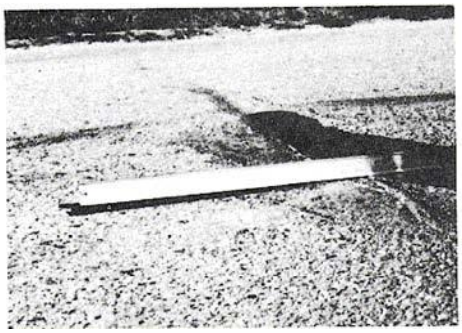


Figura B-4.a. Bombeo y Hundimiento Baja-severidad.

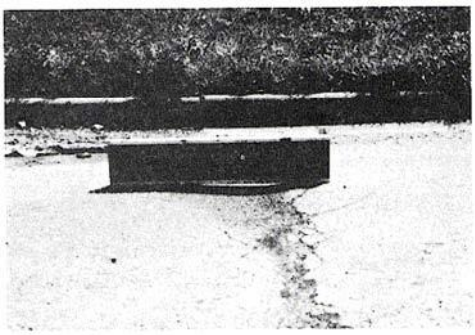


Figura B-4.b. Bombeo y Hundimiento Media-severidad.

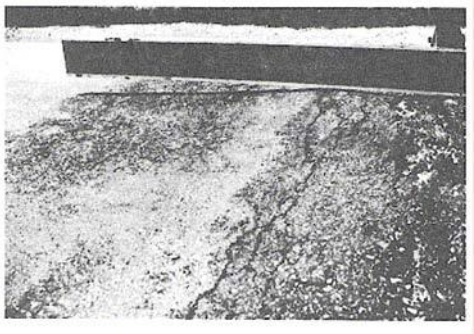


Figura B-4.c. Bombeo y Hundimiento Alta-severidad.

5. Corrugación (Corrugation)

Descripción

La "Corrugación" (también conocida como "tabla de lavado") es una serie de lomos espaciados (ondas), que ocurren a intervalos regulares, usualmente menores a 10 pies (3 m) a lo largo del pavimento. Estos lomos son perpendiculares a la dirección del tráfico. Este tipo de anomalía es causada por la acción del tráfico combinada con una superficie o base de pavimento inestable. Si los bombeos ocurren a una serie menor a 10 pies (3 m), la anomalía es considerada como "corrugación".

Nivel de Severidad

L – Corrugación produce severidad baja en el "ride quality"[2].

M – Corrugación produce severidad media en el "ride quality".

H – Corrugación produce severidad alta en el "ride quality".

Como Medir

La corrugación es medida en unidades de área (pies^2 o m^2).

Opciones de Reparo

L – No haga nada.

M – Reconstrucción.

H – Reconstrucción.

[2] Ride quality: Percepción de la calidad de pavimento del conductor de un vehículo cuando pasa sobre ésta anomalía.

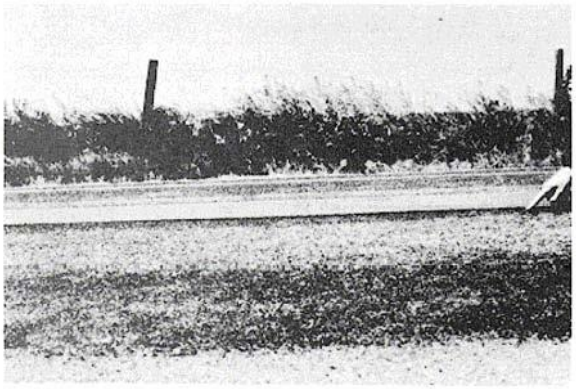


Figura B-5.a. Corrugación Baja-severidad.

Figura B-5.b. Corrugación Media-severidad.

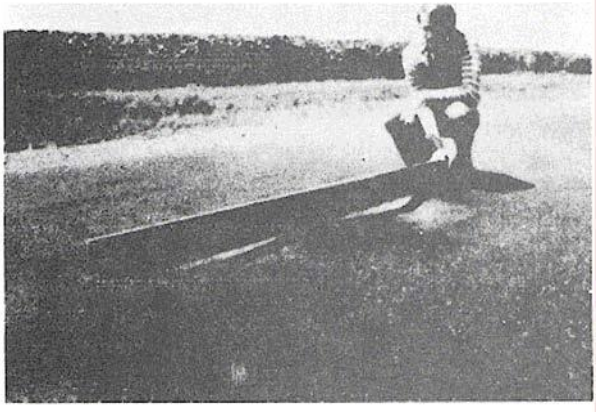


Figura B-5.c. Corrugación Alta-severidad.

6. Depresiones (Depression)

Descripción

Las "Depresiones" son áreas de superficie de pavimentos localizadas con elevaciones ligeramente más bajas. En muchos casos, las depresiones ligeras no son notorias hasta después de una lluvia, cuando el agua estancada crea áreas con "charcos"; sobre el pavimento seco, las depresiones pueden ser reconocidas, buscando manchas causadas por el agua estancada.

Las depresiones son creadas por asentamientos del suelo de fundación o son resultado de errores en la construcción. Las depresiones causan algo de rugosidad y cuando son bastante profundas o se llenan de agua, pueden causar resbalones.

Los "hundimientos" son distintos a las depresiones ya que son caídas abruptas en la elevación.

Nivel de Severidad

En la máxima profundidad de la depresión:

L – ½ a 1 pulgadas (13 a 25 mm)

M – 1 a 2 pulgadas (25 a 51 mm)

H – > 2 pulgadas (mas de 51 mm)

Como Medir

Las depresiones son medidas en unidades de área (pies^2 o m^2).

Opciones de Reparo

L – No haga nada.

M – Parchado profundo superficial, parcial o total.

H – Parchado profundo superficial, parcial o total.

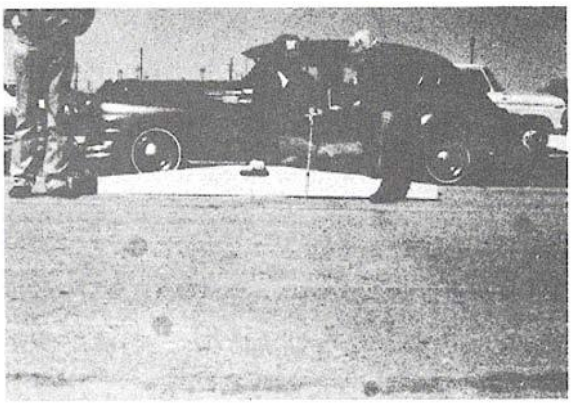


Figura B-6.a. Depresiones Baja-severidad.

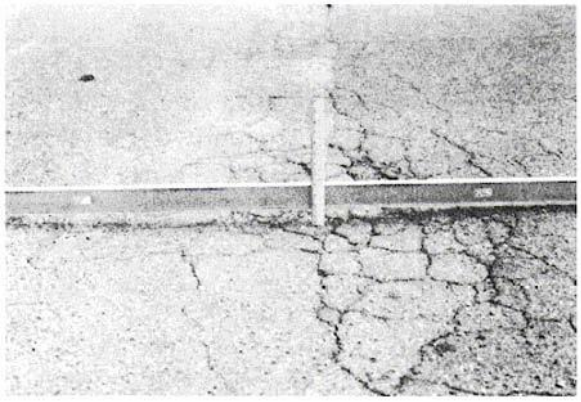


Figura B-6.b. Depresiones Media-severidad.

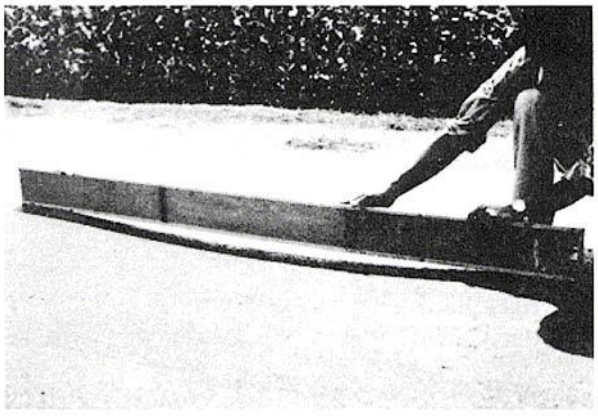


Figura B-6.c. Depresiones Alta-severidad.

7. Agrietamiento de Borde (Edge Cracking)

Descripción

Las grietas de borde son paralelas al borde del pavimento en 1 a 2 pies (0.3 m a 0.6 m). Esta anomalía es acelerada por las cargas de tráfico y pueden ser a causa del escarchado, debilitamiento de la base o sub-base cerca del borde del pavimento.

El área entre la grieta y el borde del pavimento es clasificada como desmembrada si es que ésta se ha roto (a veces toda la pieza se ha removido de su lugar).

Nivel de Severidad

L – Grietas leves o medias con ningún desmembramiento.

M – Grietas medias con algunos desmembramientos.

H – Considerables desmembramientos a lo largo del borde.

Como Medir

Los agrietamientos de borde se miden en unidades de longitud (pies o m).

Opciones de Reparo

L – No haga nada; Sellar las grietas mayores a 1/8 pulgadas (3 mm).

M – Sellado de grietas; Parchado profundo parcial.

H – Parchado profundo parcial.

Figura B-7.a. Agrietamiento de Borde Baja-severidad.

Figura B-7.b. Agrietamiento de Borde Media-severidad.

Figura B-7.c. Agrietamiento de Borde Alta-severidad.

8. Agrietamiento Reflejo de Juntas (de las losas de concreto longitudinal y transversalmente)

Joint Reflection Cracking (from longitudinal and transverse PCC slabs)

Descripción

Ocurre solo en asfaltos que fueron construidos sobre losas de concreto de cemento. Esto no incluye a grietas de reflexión de ningún otro tipo de base (por ejemplo, cemento o limo estabilizado); estas grietas son causadas principalmente por movimientos térmicos o por inducción de humedad de las losas de concreto que están debajo de la superficie asfáltica. Esta anomalía no tiene relación con la carga, sin embargo, las cargas de tráfico pueden causar roturas de la superficie asfáltica cercanas a las "grietas de reflexión". Conocer las dimensiones de las losas, puede ayudar a identificar esta anomalía.

Nivel de Severidad

L – Una de las siguientes condiciones existe:

1. Grietas no llenas cuyo ancho es < 1/8 pulgadas (10 mm) , o
2. Grietas llenas, de cualquier ancho (condición satisfactoria)

M – Una de las siguientes condiciones existe:

1. Grietas no llenas cuyo ancho de 3/8 pulgadas a 3 pulgadas (10 a 76 mm).
2. Grietas no llenas, de un ancho encima de 3 pulgadas (76 mm), rodeadas por suaves grietas aleatorias.
3. Grietas llenas, de cualquier ancho rodeadas de suaves grietas aleatorias.

H – Una de las siguientes condiciones existe:

1. Cualquier grieta llena o no, rodeada por agrietamientos aleatorios de severidad media o alta.
2. Grietas no llenas, de un ancho encima de 3 pulgadas (76 mm).
3. Una grieta de cualquier ancho donde existan agrietamientos alrededor de la misma que estén severamente quebradas.

Como Medir

Se miden en unidades de longitud (pies o m). La longitud y el nivel de severidad de cada grieta serán registradas separadamente. Si un "bombeo" ocurre en una "grieta de reflexión", este debe ser también registrado.

Opciones de Reparo

L – Sellado de grietas mayores a 1/8 pulgadas (3 mm)

M – Sellado de grietas; Parchado profundo parcial

H – Parchado profundo parcial; Reconstrucción de Juntas

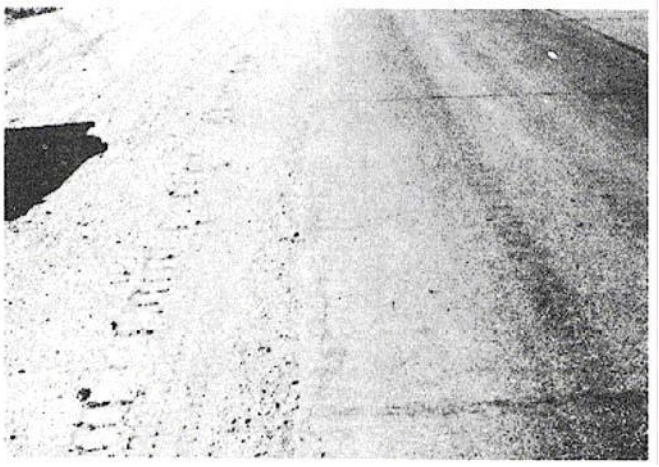


Figura B-8.a. Agrietamiento Reflejo de Juntas Baja-severidad.

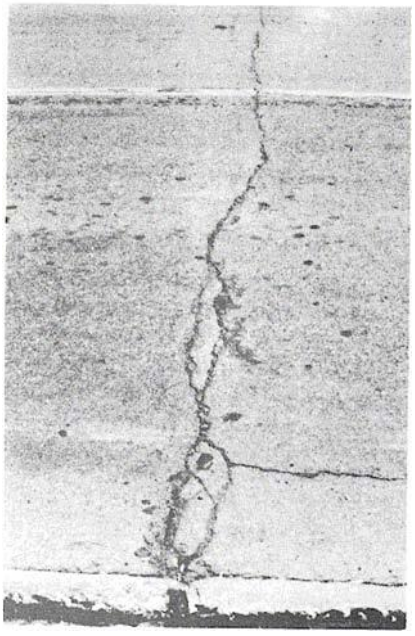


Figura B-8.b. Agrietamiento Reflejo de Juntas Media-severidad.

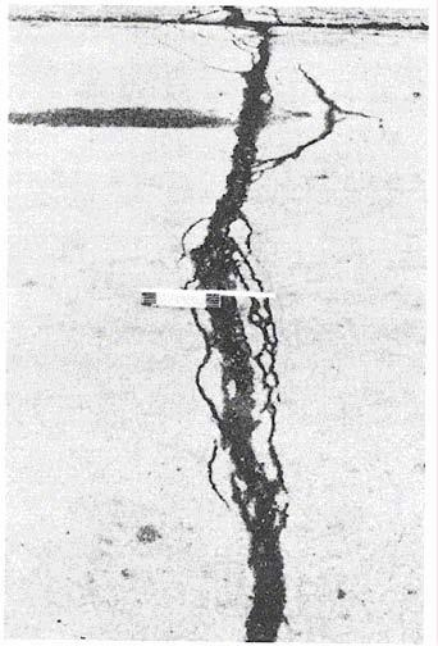


Figura B-8.c. Agrietamiento Reflejo de Juntas Alta-severidad.

9. Caída Externa de Vía / Hombrera (Lane/Shoulder Drop-Off)

Descripción

Es la diferencia en elevación entre el borde del pavimento y la hombrera.

Esta anomalía es causada por erosión de la hombrera, asentamiento de la hombrera o por construcción del camino sin ajuste del nivel de hombrera.

Nivel de Severidad

L – La diferencia en elevación entre el borde del pavimento y la hombrera, es 1-2 pulgadas (25-51 mm).

M – La diferencia en elevación está entre 2 y 4 pulgadas (51-102 mm).

H – La diferencia en elevación es > 4 pulgadas (> 102 mm).

Como Medir

Esta anomalía se mide en unidades de longitud lineal (pies o m).

Opciones de Reparo

L, M, H – Rellenar las hombreras hasta emparejar con el borde del pavimento

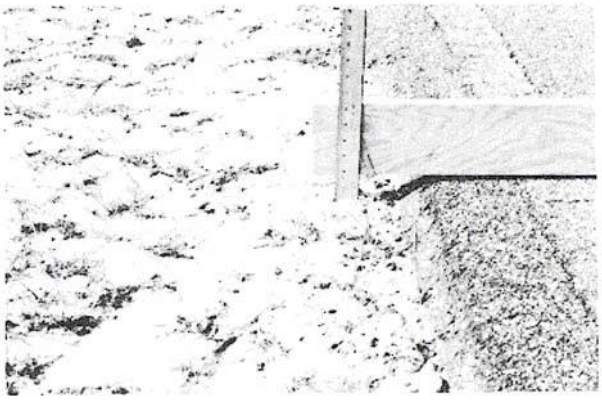


Figura B-9.a. Caída Externa de Vía / Hombrera Baja-severidad.

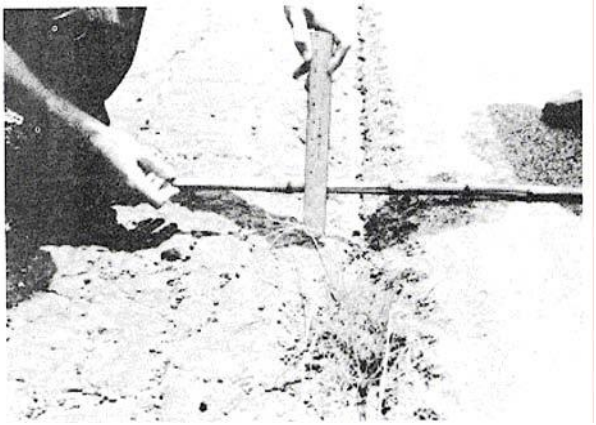


Figura B-9.b. Caída Externa de Vía / Hombrera Media-severidad.

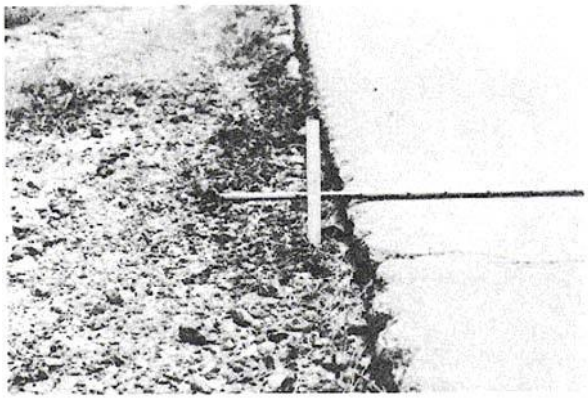


Figura B-9.c. Caída Externa de Vía / Hombrera Alta-severidad.

10. Agrietamiento Longitudinal y Transversal (No juntas reflejadas de concreto)

Longitudinal and Transverse Cracking (Non PCC Slab Joint Reflective)

Descripción

Las grietas longitudinales son paralelas al eje del pavimento o la dirección del movimiento vehicular. Es causada por:

1. Una mala construcción en las líneas de junta.

2. Contracción de la superficie asfáltica debido a bajas temperaturas o dureza del asfalto y/o ciclos diarios de temperatura (diferencias de temperatura muy elevadas).

3. Grietas reflectivas causadas por agrietamiento debajo de la superficie, incluyendo grietas en las losas de concreto de cemento Portland (pero no en las juntas de las mismas).

Las grietas transversales cruzan al eje del pavimento en ángulos rectos aproximadamente. Este tipo de grietas no son usualmente asociadas a las cargas de tráfico.

Nivel de Severidad

L – Una de las siguientes condiciones existe:

1. Grietas no llenas cuyo ancho es < 1/8 pulgadas (10 mm) , o

2. Grietas llenas, de cualquier ancho (condición satisfactoria)

M – Una de las siguientes condiciones existe:

1. Grietas no llenas cuyo ancho de 3/8 pulgadas a 3 pulgadas (10 a 76 mm).

2. Grietas no llenas, de un ancho encima de 3 pulgadas (76 mm), rodeadas por grietas aleatorias ligeras.

3. Grietas llenas, de cualquier ancho rodeadas de grietas aleatorias ligeras.

H – Una de las siguientes condiciones existe:

1. Cualquier grieta llena o no, rodeada por agrietamientos aleatorios de severidad media o alta.

2. Grietas no llenas, de un ancho encima de 3 pulgadas (76 mm).

3. Una grieta de cualquier ancho donde existan agrietamientos alrededor de la misma que estén severamente quebradas.

Como Medir

Se miden en unidades de longitud (pies o m). Si un "bombeo" o un "hundimiento"ocurre en una grieta, este debe ser también registrado.

Opciones de Reparo

L – No haga nada; Sellado de grietas mayores a 1/8 pulgadas (3 mm)

M – Sellado de grietas

H – Sellado de grietas; Parchado profundo parcial

Figura B-10.a. Agrietamiento Longitudinal y transversal Baja-severidad.

Figura B-10.b. Agrietamiento Longitudinal y transversal Media-severidad.

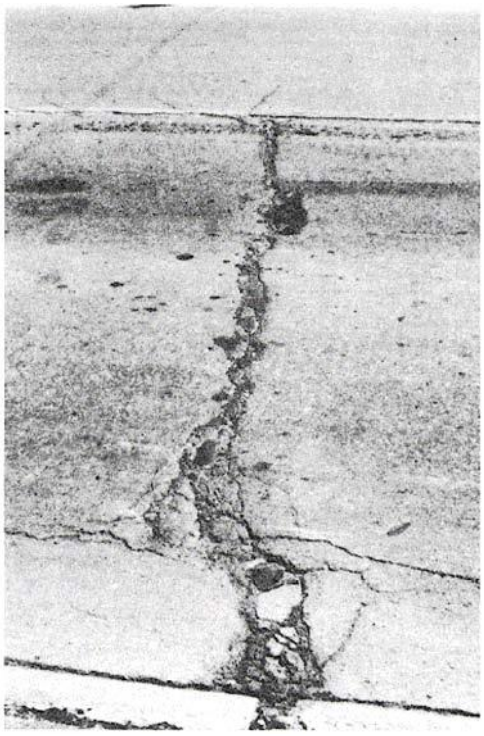


Figura B-10.c. Agrietamiento Longitudinal y transversal Alta-severidad.

11. Parchados (Patching and Utility Cut Patching)

Descripción

Un parchado es un área de pavimento que fue reemplazado con un nuevo material para reparar el pavimento existente.

Un parchado es considerado un defecto no tanto del material como del buen trabajo ejecutado. Generalmente, algunas rugosidades son asociadas con esta anomalía.

Nivel de Severidad

L – Parchado está en buenas condiciones

M – Parchado está moderadamente deteriorado

H – Parchado está muy mal, muy deteriorado. Necesita reemplazo pronto.

Como Medir

Los parchados se miden en unidades de área (pies^2 o m^2). Un área de parchado puede tener diferentes niveles de severidad, estas áreas se miden por separado. Otras anomalías no son registradas en el parchado; de esta manera, si existiera agrietamiento o empellones, el área es registrada solo como parchado. Si la cantidad de pavimento a ser reemplazada es mucha, esta no se registrará como un parchado, pero se considera como un nuevo pavimento.

Opciones de Reparo

L – No haga nada.

M – No haga nada; Reemplazar el parchado.

H – Reemplazar el parchado.

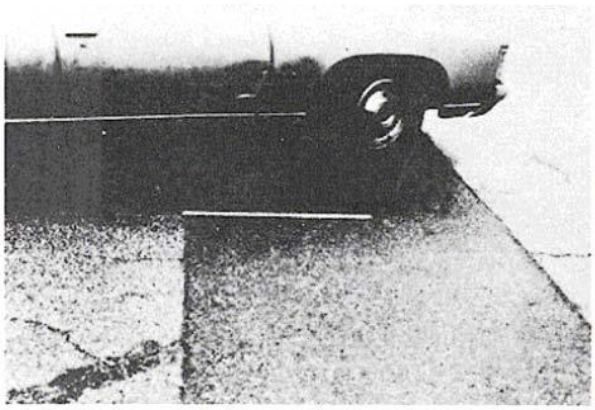


Figura B-11.a. Parchados Baja-severidad.

Figura B-11.b. Parchados Media-severidad.

Figura B-11.c. Parchados Alta-severidad.

12. Agregados Pulidos (Polished Aggregate)

Descripción

Esta anomalía es causada por aplicación repetitiva de tráfico. Cuando el agregado en la superficie llega a ser liso al contacto con la mano, la adherencia con las llantas de los vehículos se reduce considerablemente.

Nivel de Severidad

El grado de severidad no está definido. Sin embargo, si el grado de pulido es significativo será incluido en la evaluación de condiciones como un defecto.

Como Medir

Se miden en unidades de área (pies^2 o m^2). Si el "sangrado o exudación" es registrado, el pulido de agregados no debe ser registrado.

Opciones de Reparo

L, M, H – No haga nada; Tratamiento Superficial; Recubrimiento; Moler y recubrir (Mill and Overlay).

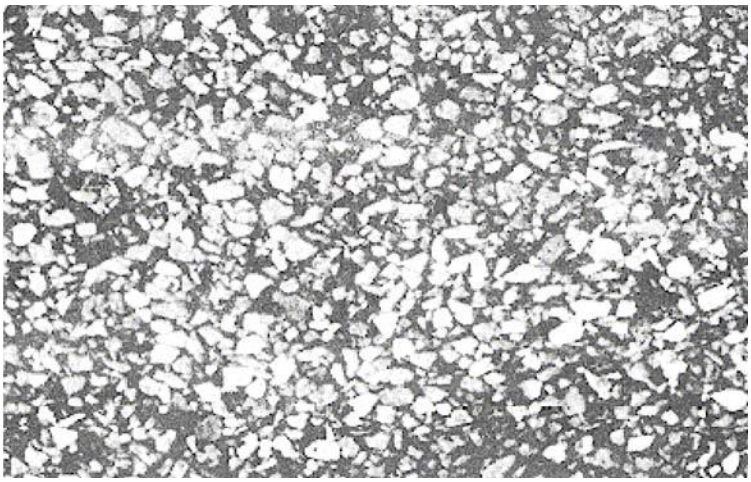


Figura B-12. Agregados Pulidos.

13. Baches (Potholes)

Descripción

Los baches son pequeños (usualmente < 3 pies (0,9 m) de diámetro); son depresiones en forma de cuenco. Estos generalmente tienen bordes cortados y laderas verticales cerca de la cima del hoyo. Su crecimiento es acelerado por la humedad libre que se colecta dentro del hoyo. Los bache son producidos por abrasión del tráfico; el pavimento va perdiendo pequeñas piezas por esta acción, entonces el pavimento continua desintegrándose debido a una pobre mezcla superficial, lugares débiles en la base o sub-base, o porque no se reacondicionó la anomalía "piel de Cocodrilo" de alta severidad. Los baches son relacionados muy frecuentemente con anomalías estructurales y no deben ser confundidas con intemperismos.

Nivel de Severidad

Los niveles de severidad de los baches < 30 pulgadas (762 mm) en diámetro se basan en la profundidad de los baches, según la tabla:

	Diámetro Medio, pulgadas (mm)		
Profundidad máxima del bache	**4 a 8 pulgadas (102 a 203 mm)**	**8 a 18 pulgadas (203 a 457 mm)**	**18 a 30 pulgadas (457 a 762 mm)**
½ - 1 pulgadas (12,7 a 25,4 mm)	L	L	M
1 – 2 pulgadas (25,4 a 50,8 mm)	L	M	H
> 2 pulgadas (> 50,8 mm)	M	M	H

Si el bache es mayor a 30 pulgadas (762 mm) en diámetro, el área será determinada en pies^2 y dividida por 5 pies^2, para encontrar el número equivalente de hoyos. Si la profundidad es 1 pulgadas (25 mm) o menos, el hoyo es considerado como M. Si la profundidad es mayor a 1 pulgadas (25 mm), se lo debe considerar en un nivel de severidad H.

Como Medir

Son medidos por conteo del número registrado de acuerdo al nivel de severidad alto, medio o bajo; y registrados separadamente.

Opciones de Reparo

L – No haga nada; Parchado profundo parcial o total.

M – Parchado profundo parcial o total.

H – Parchado profundo total.

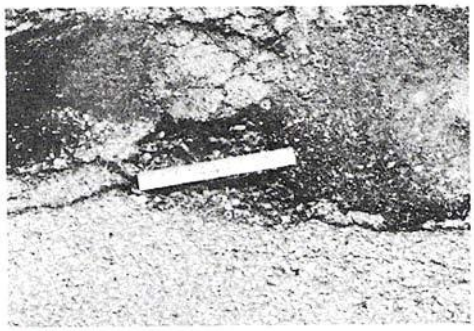


Figura B-13.a. Baches Baja-severidad.

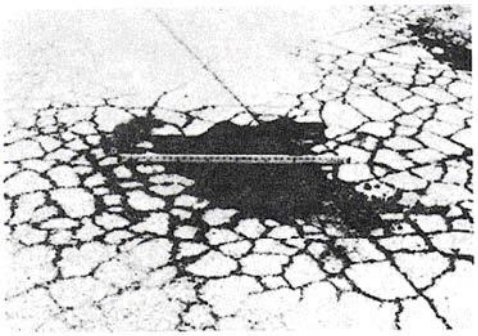


Figura B-13.b. Baches Media-severidad.

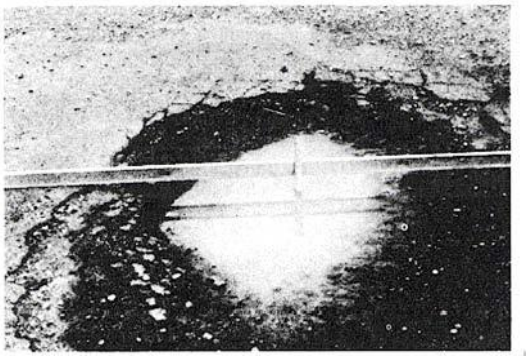


Figura B-13.c. Baches Alta-severidad.

14. Cruce de Ferrocarril (Railroad Crossing)

Descripción

El cruce del ferrocarril ocasiona depresiones o bombeos alrededor y/o entre las vías.

Nivel de Severidad

L – Cruce de ferrocarril produce severidad baja en el "ride quality"[3].

M – Cruce de ferrocarril produce severidad media en el "ride quality".

H – Cruce de ferrocarril produce severidad alta en el "ride quality".

Como Medir

Se miden en unidades de área (pies^2 o m^2). Si el cruce no afecta el "ride quality", no será contabilizado. Cualquier bombeo extenso creado por las vías se contará como parte del "cruce".

Opciones de Reparo

L – No haga nada.

M – Parchado próximo y profundo, Superficial o Parcial; Reconstrucción del Cruce.

H – Parchado próximo y profundo, Superficial o Parcial; Reconstrucción del Cruce.

[3] Ride quality: percepción de la calidad de pavimento del conductor de un vehículo cuando pasa sobre ésta anomalía.

Figura B-14.a. Cruce de Ferrocarril Baja-severidad.

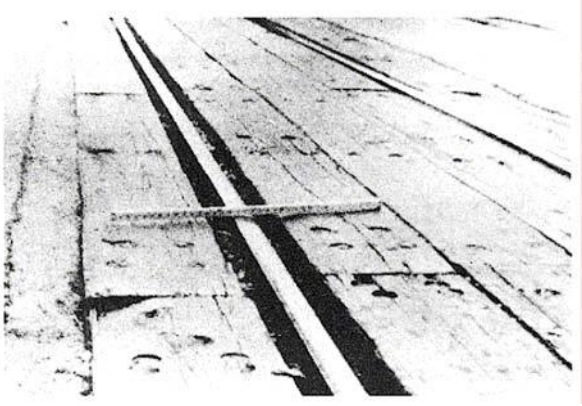


Figura B-14.b. Cruce de Ferrocarril Media-severidad.

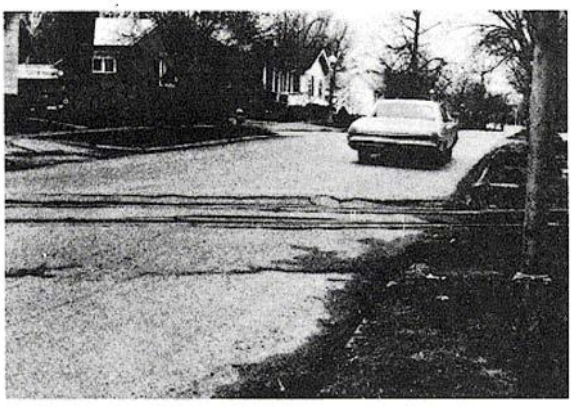


Figura B-14.c. Cruce de Ferrocarril Alta-severidad.

15. Ruteo (Rutting)

Descripción

Un ruteo es una depresión superficial en la ruta de la rueda. Alguna elevación puede ocurrir a lo largo de los lados de la ruta, pero en muchos casos, el ruteo no es perceptible; solo después de las lluvias cuando la ruta se llena con agua. Es provocado usualmente por consolidación o movimientos laterales de los materiales debido a la carga de tráfico. Un ruteo significativo puede llevar a una mayor falla estructural del pavimento.

Nivel de Severidad

L – ¼ a ½ pulgadas (6 a 13 mm)

M – ½ a 1 pulgadas (13 a 25 mm)

H – > 1 pulgadas (mas de 25 mm)

Como Medir

El ruteo se mide en unidades de área (pies^2 o m^2). La profundidad media del ruteo es calculada colocando una viga recta que cruce la depresión del ruteo, midiendo así la profundidad, esta operación se la realiza a lo largo de la depresión, computando valores y obteniendo así la media de estos.

Opciones de Reparo

L – No haga nada; Moler y recubrir (Mill and overlay).

M – Parchado profundo superficial, parcial o total; Moler y recubrir (Mill and overlay).

H – Parchado profundo superficial, parcial o total; Moler y recubrir (Mill and overlay).

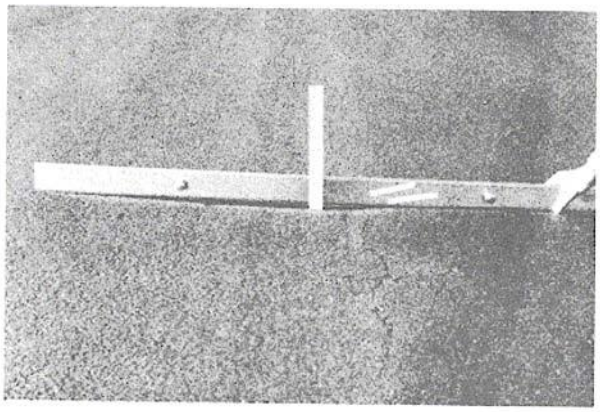


Figura B-15.a. Ruteo Baja-severidad.

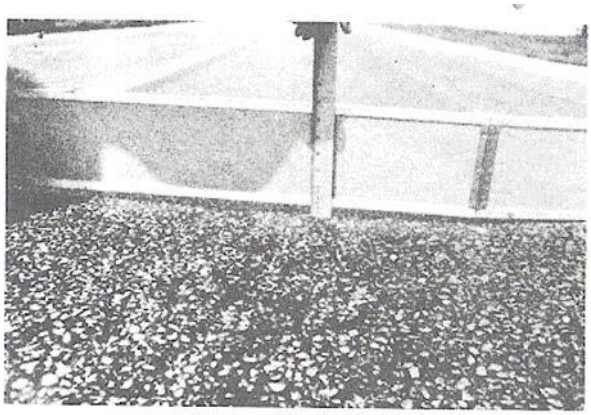


Figura B-15.b. Ruteo Media-severidad.

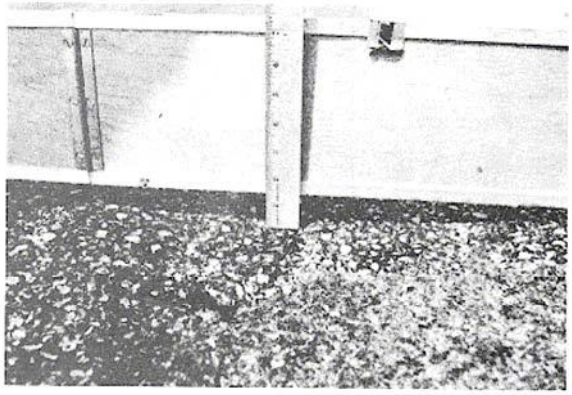


Figura B-15.c. Ruteo Alta-severidad.

16. Empellones (Shoving)

Descripción

Es un desplazamiento permanente y longitudinal de un área localizada de la superficie pavimentada causada por cargas de tráfico. Cuando el tráfico es apresurado en el pavimento, esto produce ondas cortas, abruptas en la superficie del pavimento. Esta anomalía normalmente ocurre en mezclas inestables de pavimentos de asfalto líquido (emulsiones o cutbacks).

También ocurre en pavimentos asfálticos sobre pavimentos de concreto, el concreto de cemento Portland incrementa en longitud y empuja el pavimento asfáltico causando "empellones".

Nivel de Severidad

L – Empellón produce severidad baja en el "ride quality"[4].

M – Empellón produce severidad media en el "ride quality".

H – Empellón produce severidad alta en el "ride quality".

Como Medir

Se mide en unidades de área (pies^2 o m^2). Empellones que ocurren en parchados, son considerados como parchado, y no como anomalías diferentes.

Opciones de Reparo

L – No haga nada; Moler.

M – Moler; Parchado profundo parcial o total.

H – Moler; Parchado profundo parcial o total.

[4] Ride quality: percepción de la calidad de pavimento del conductor de un vehículo cuando pasa sobre ésta anomalía.

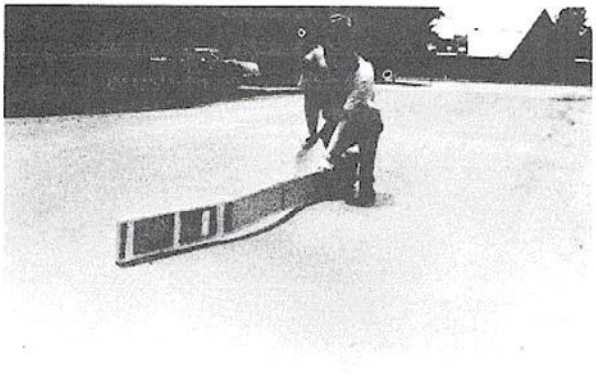


Figura B-16.a. Empellones Baja-severidad.

Figura B-16.b. Empellones Media-severidad.

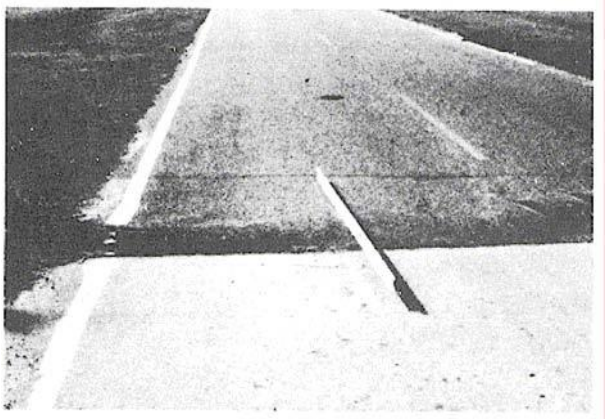


Figura B-16.c. Empellones Alta-severidad.

17. Agrietamiento Media Luna (Slippage Cracking)

Descripción

Estas grietas tienen la forma de media luna. Ellas se producen cuando las ruedas frenan o dan vuelta, causando deslizamiento o deformación en la superficie del pavimento.

Esta anomalía ocurre usualmente cuando hay una baja resistencia de la mezcla del pavimento, o una pobre adherencia entre la superficie y la siguiente capa del paquete estructural del pavimento.

Nivel de Severidad

L – Ancho medio de la grieta es < 3/8 pulgadas (10 mm)

M – Una de las siguientes condiciones debe existir:

1. Ancho medio de la grieta: 3/8 a 1 ½ pulgadas (10 a 38 mm)
2. El área alrededor de la grieta esta fracturada en piezas estrechas sanas

H – Una de las siguientes condiciones debe existir:

1. Ancho medio de la grieta > 1 ½ pulgadas (38 mm)
2. El área alrededor de la grieta está fracturada en piezas fácilmente removibles

Como Medir

Se mide en unidades de área (pies^2 o m^2) y su porción está de acuerdo al mayor nivel de severidad en el área.

Opciones de Reparo

L – No haga nada; Parchado profundo parcial.

M – Parchado profundo parcial.

H – Parchado profundo parcial.

Figura B-17.a. Agrietamiento Media Luna Baja-severidad.

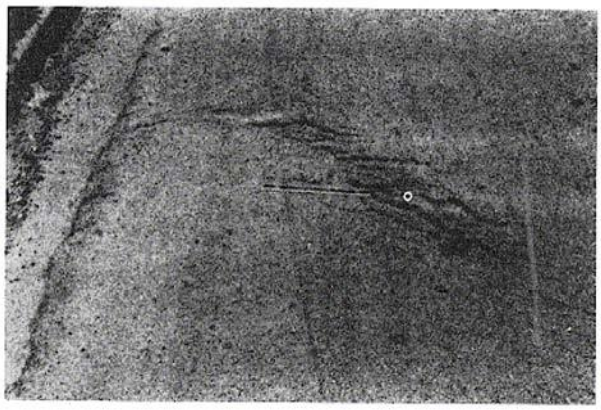


Figura B-17.b. Agrietamiento Media Luna Media-severidad.

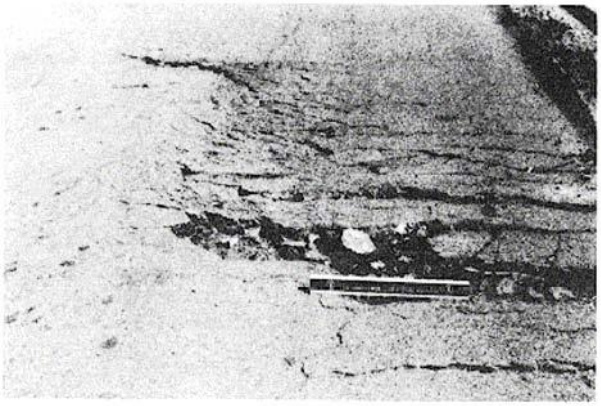


Figura B-17.c. Agrietamiento Media Luna Alta-severidad.

18. Protuberancia (Swell)

Descripción

La protuberancia está caracterizada por una joroba hacia arriba en la superficie del pavimento. Es una onda gradual > 10 pies (3 m) de largo. Las protuberancias pueden estar acompañadas por grietas en la superficie. Esta anomalía es causada usualmente por la acción del escarchamiento de la subrasante o por hinchamiento del suelo.

Nivel de Severidad

L – Protuberancia produce severidad baja en el "ride quality"[5]. A este nivel no es fácil de identificar, pero se puede detectar manejando al límite de la velocidad sobre la sección del pavimento.

M – Protuberancia produce severidad media en el "ride quality".

H – Protuberancia produce severidad alta en el "ride quality".

Como Medir

La protuberancia se mide en unidades de área (pies^2 o m^2).

Opciones de Reparo

L – No haga nada.

M – No haga nada; Reconstrucción.

H – Reconstrucción.

[5] Ride quality: percepción de la calidad de pavimento del conductor de un vehículo cuando pasa sobre ésta anomalía.

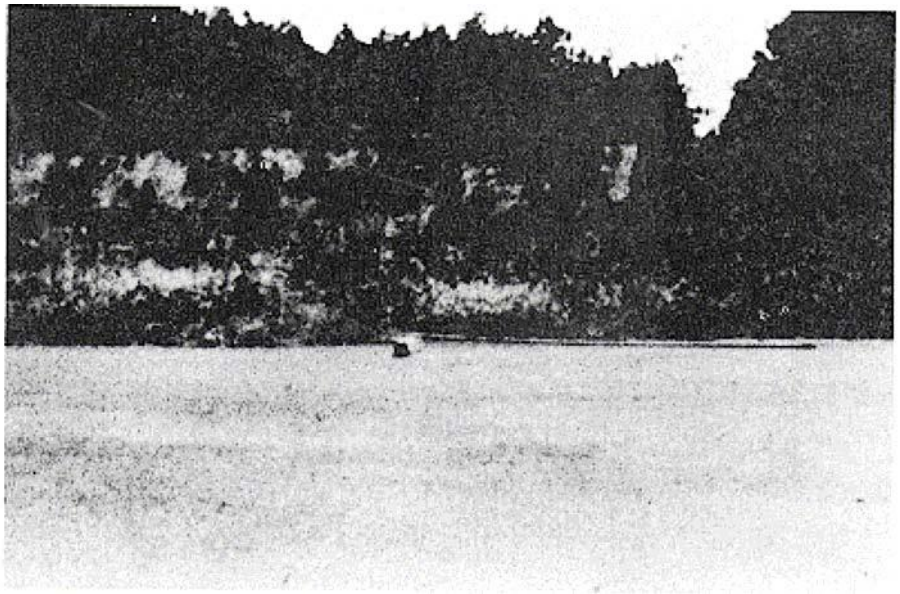


Figura B-18. Protuberancia

19. Intemperismo (Weathering and Raveling)

Descripción

Es el desgaste de la superficie del pavimento debido a pérdida de adherencia del asfalto o alquitrán y el consecuente desalojo de las partículas de agregado. Esta anomalía indica también que la adherencia del asfalto tiene un endurecimiento apreciable, o que una pobre calidad de mezcla está presente. La suavización de la superficie y la pérdida de los agregados son usualmente debido al derrame de combustible, y también deben ser incluidos aquí.

Nivel de Severidad

L – El agregado o el ligante han comenzado a desgastarse. En algunas áreas de la superficie se están empezando a formar hoyuelos. En caso de derrame de combustible, la mancha de este puede ser visto, pero la superficie es dura y no puede ser penetrado con una moneda.

M – El agregado o el ligante se está desgastando. La textura de la superficie está moderadamente rugosa y con hoyuelos. En caso de derrame de combustible, la superficie se suaviza y puede ser penetrada con una moneda.

H – El agregado o el ligante ha sido considerablemente desalojado. La textura de la superficie es muy rugosa y severamente agujereada. El área de los hoyuelos es menor a 4 pulgadas (100 mm) de diámetro y menor a ½ pulgadas (13 mm) de profundidad; los hoyuelos con áreas más grandes que éstas son contabilizadas como "baches". En caso de derrame de combustible, el ligante asfáltico se pierde y el agregado comienza a perderse.

Como Medir

El intemperismo se mide en unidades de área (pies^2 o m^2).

Opciones de Reparo

L – No haga nada; Sello Superficial; Tratamiento Superficial.

M – Sello Superficial; Tratamiento Superficial; Recubrimiento.

H – Tratamiento Superficial; Recubrimiento; Reciclaje; Reconstrucción.

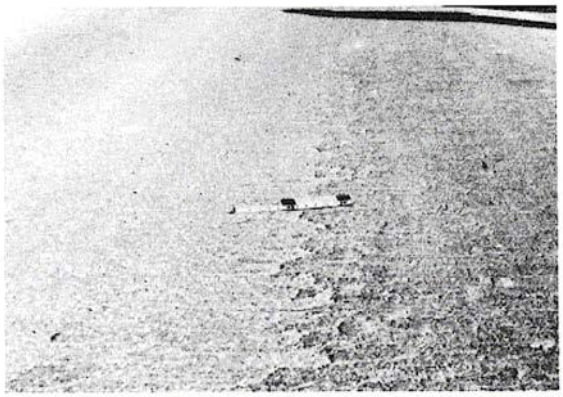


Figura B-19.a. Intemperismo Baja-severidad.

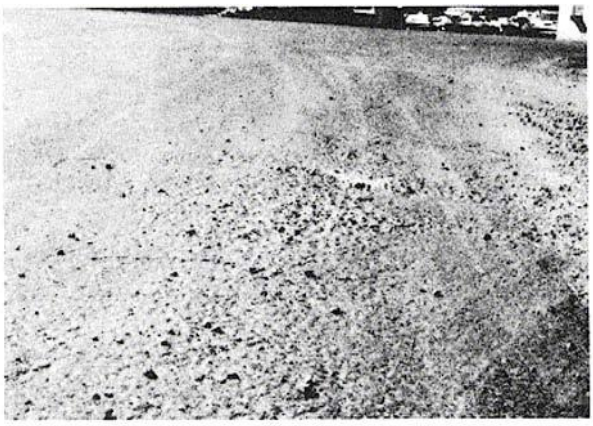


Figura B-19.b. Intemperismo Media-severidad.

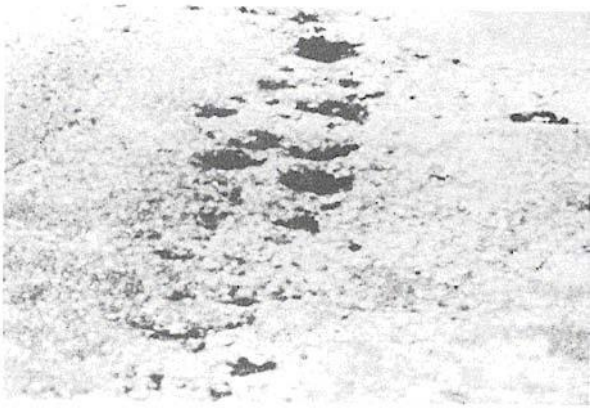


Figura B-19.c. Intemperismo Alta-severidad.

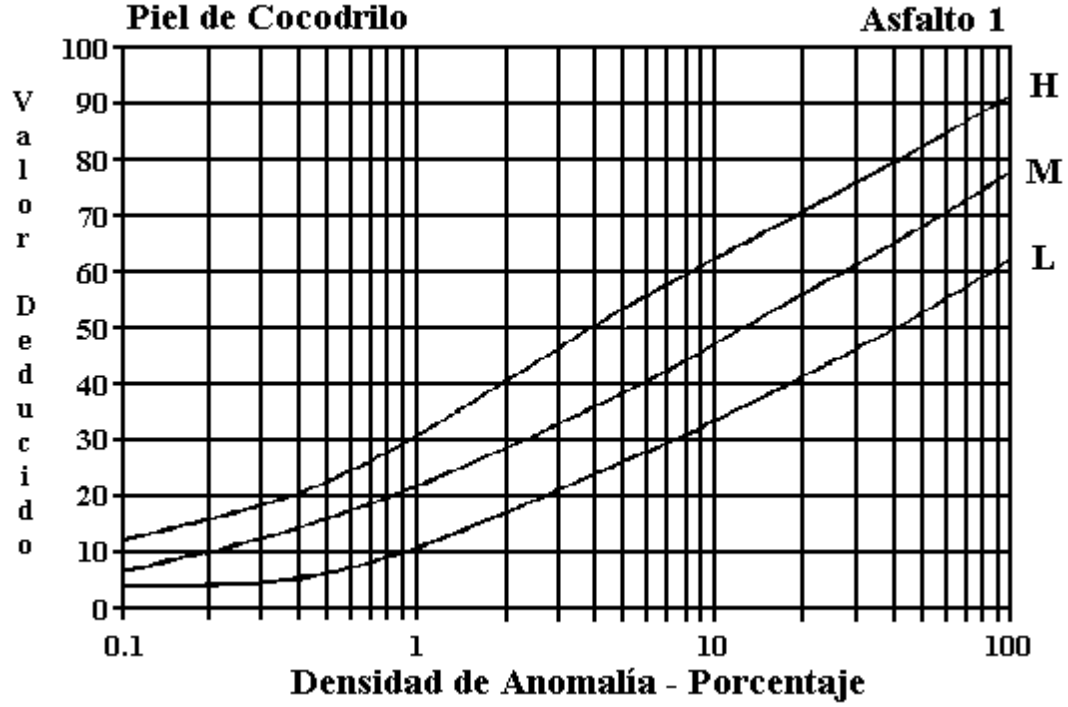


Figura B-20. Piel de Cocodrilo.

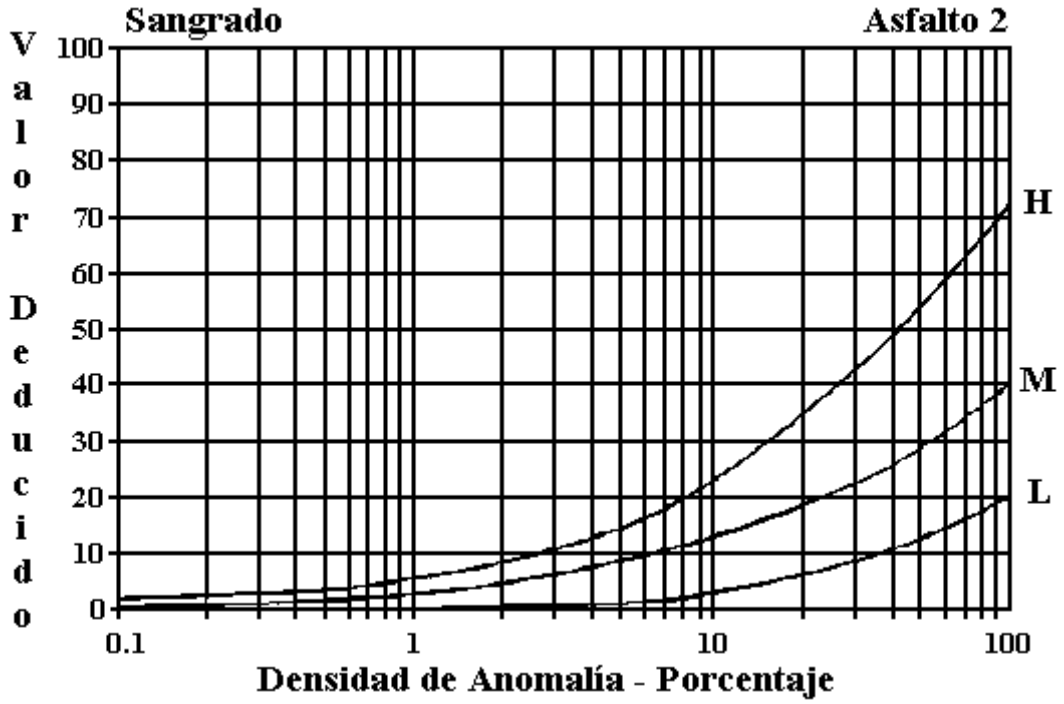


Figura B-21. Exudación ó Sangrado.

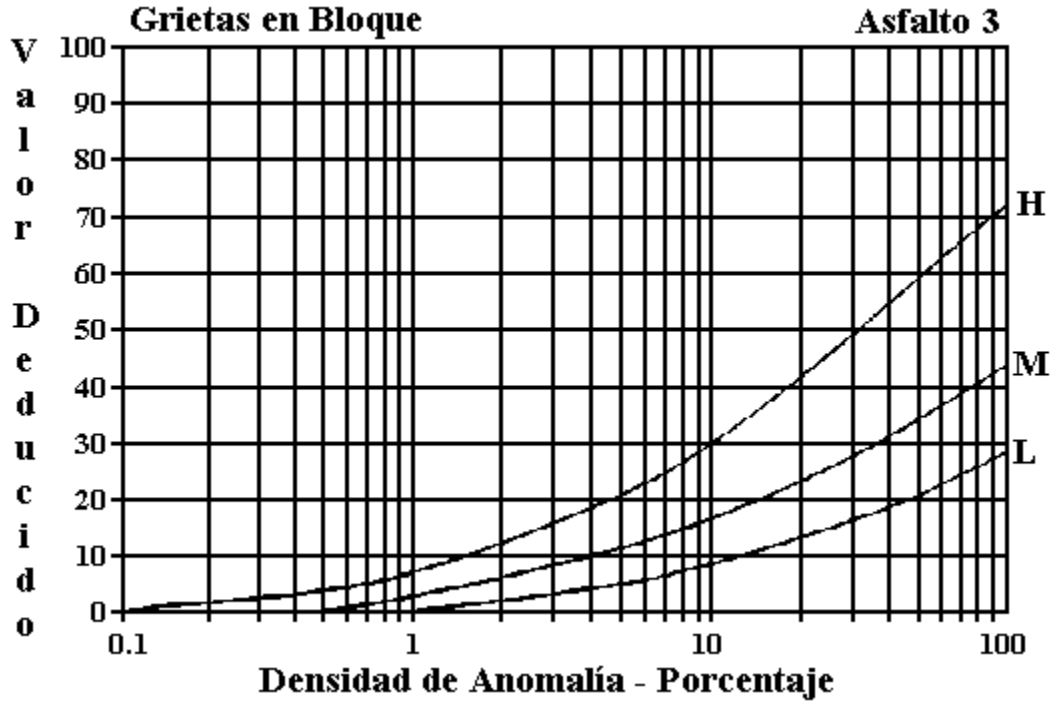


Figura B-22. Agrietamiento en Bloque.

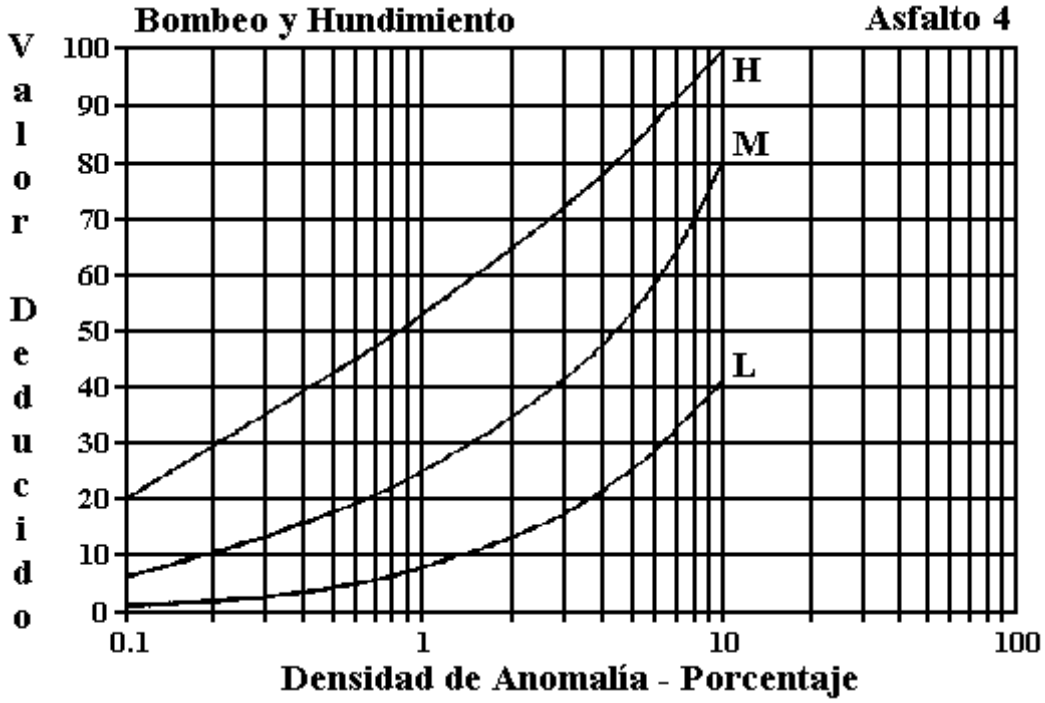


Figura B-23. Bombeo y Hundimiento.

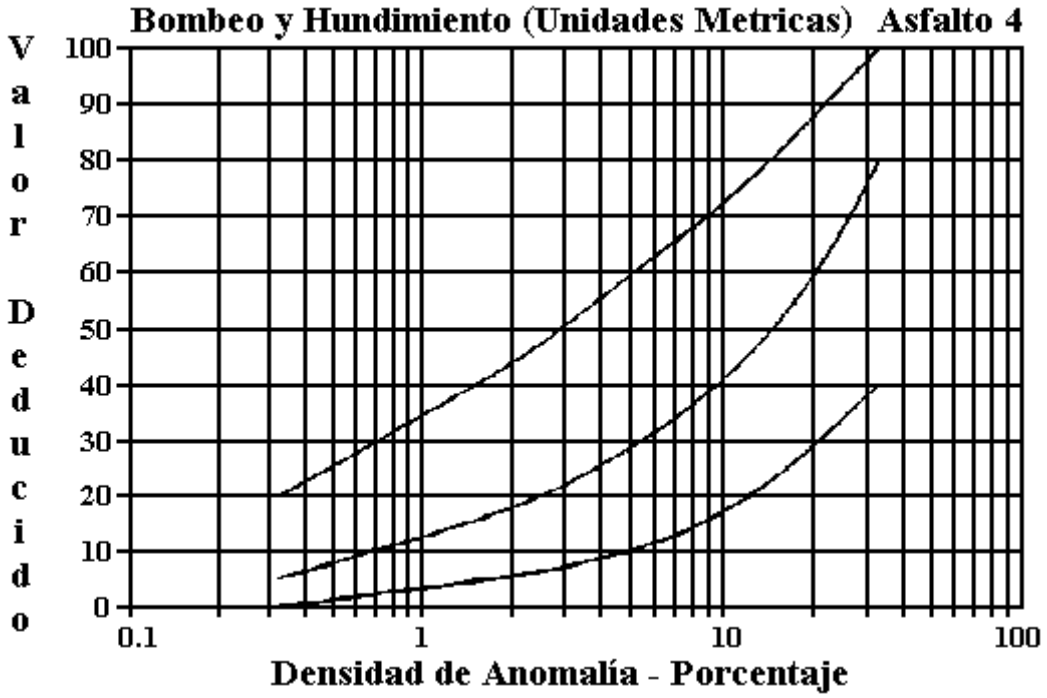


Figura B-24. Bombeo y Hundimiento (Unidades Métricas).

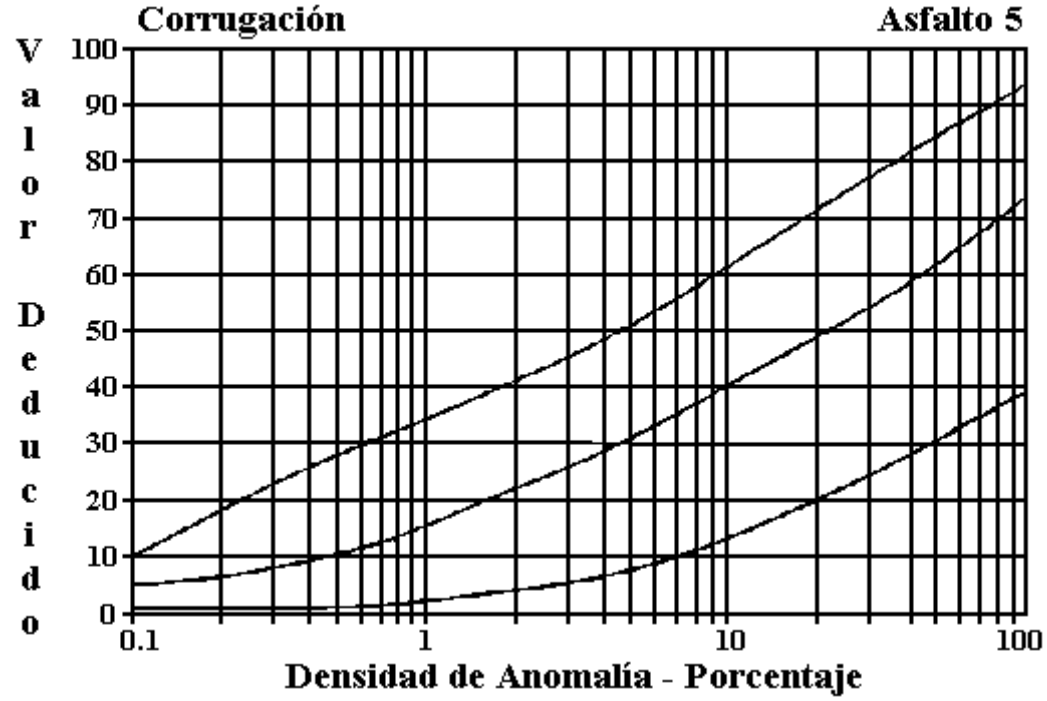


Figura B-25. Corrugación.

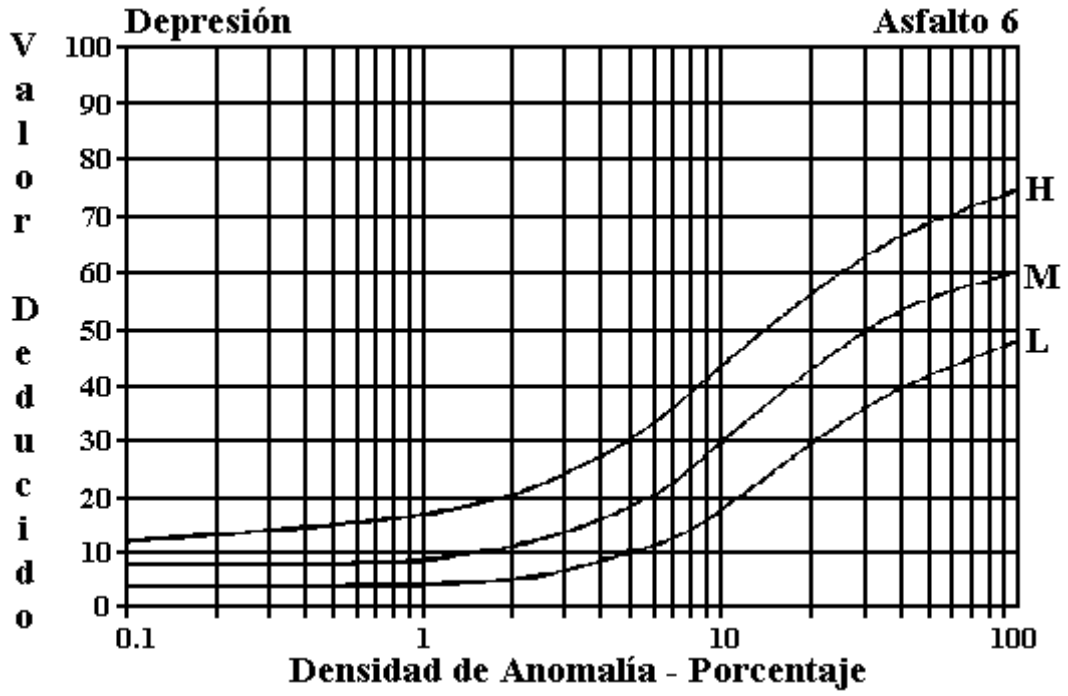


Figura B-26. Depresiones.

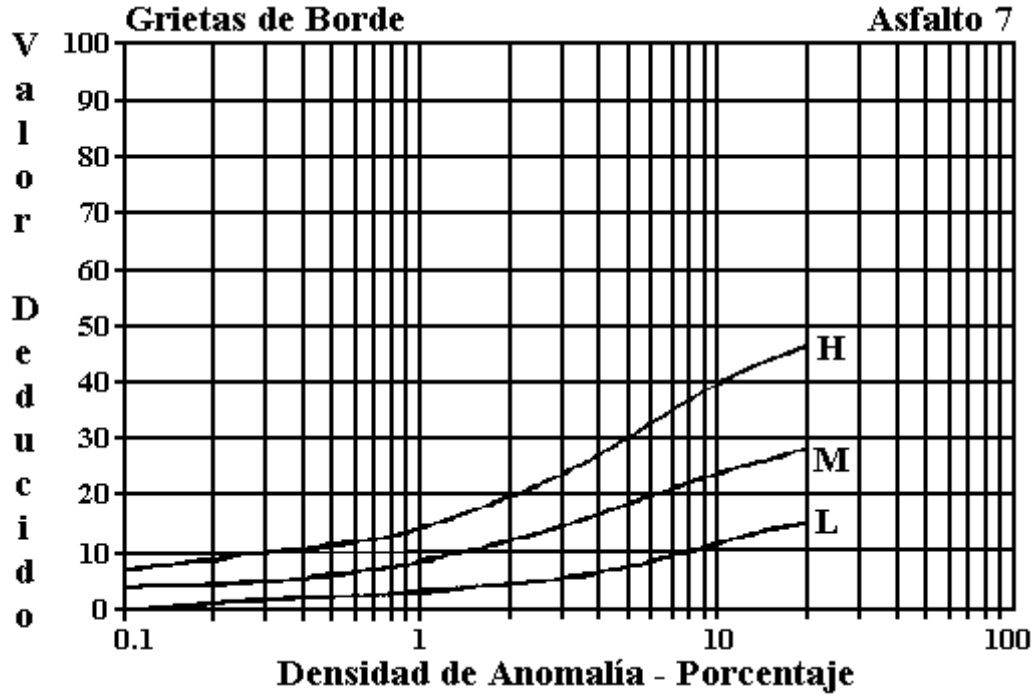


Figura B-27. Agrietamiento de Borde.

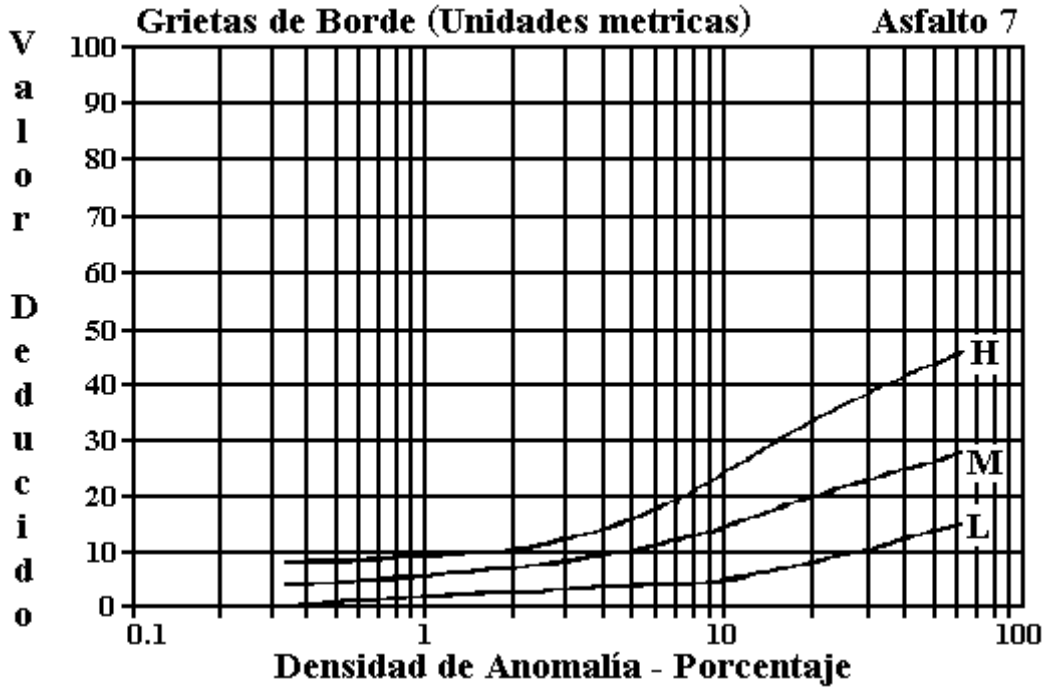


Figura B-28. Agrietamiento de Borde (Unidades Métricas).

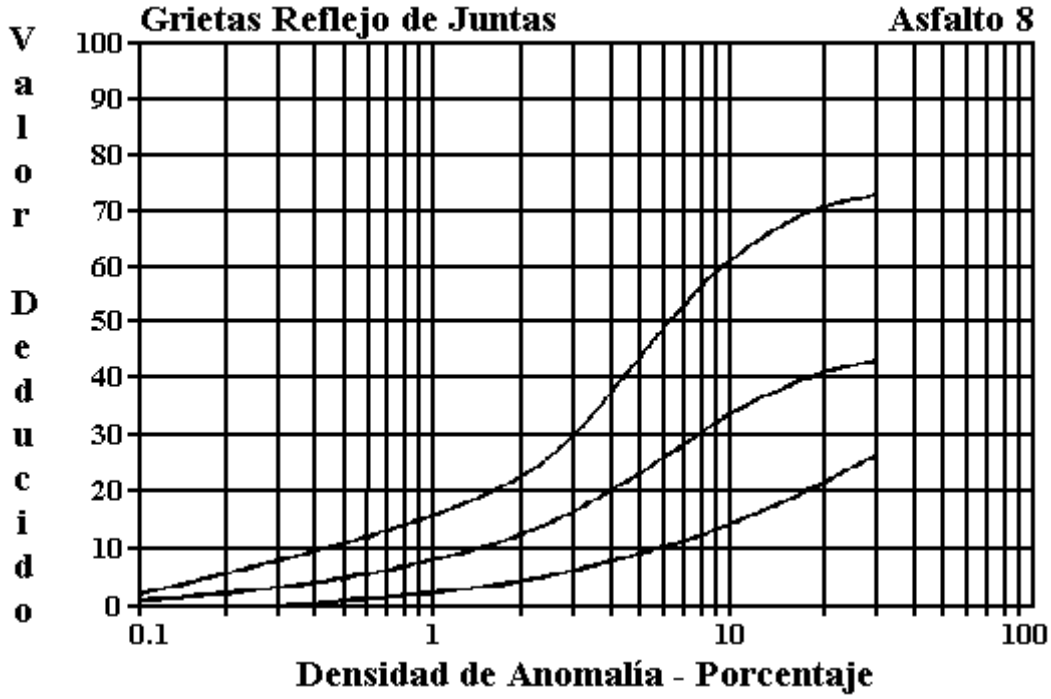


Figura B-29. Agrietamiento Reflejo de Juntas.

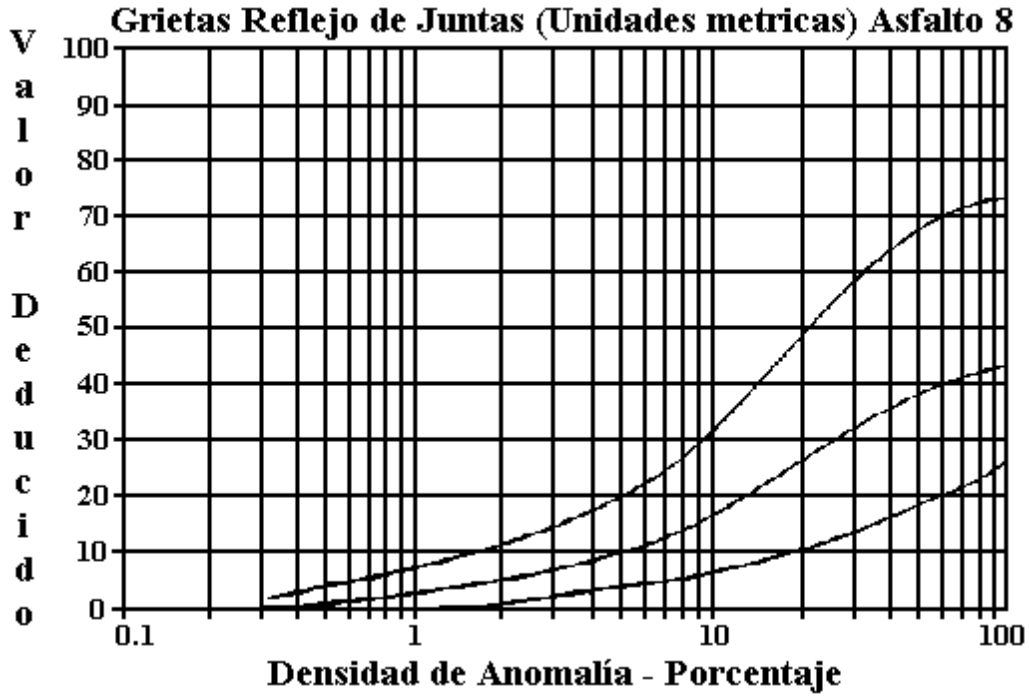


Figura B-30. Agrietamiento Reflejo de Juntas (Unidades Métricas).

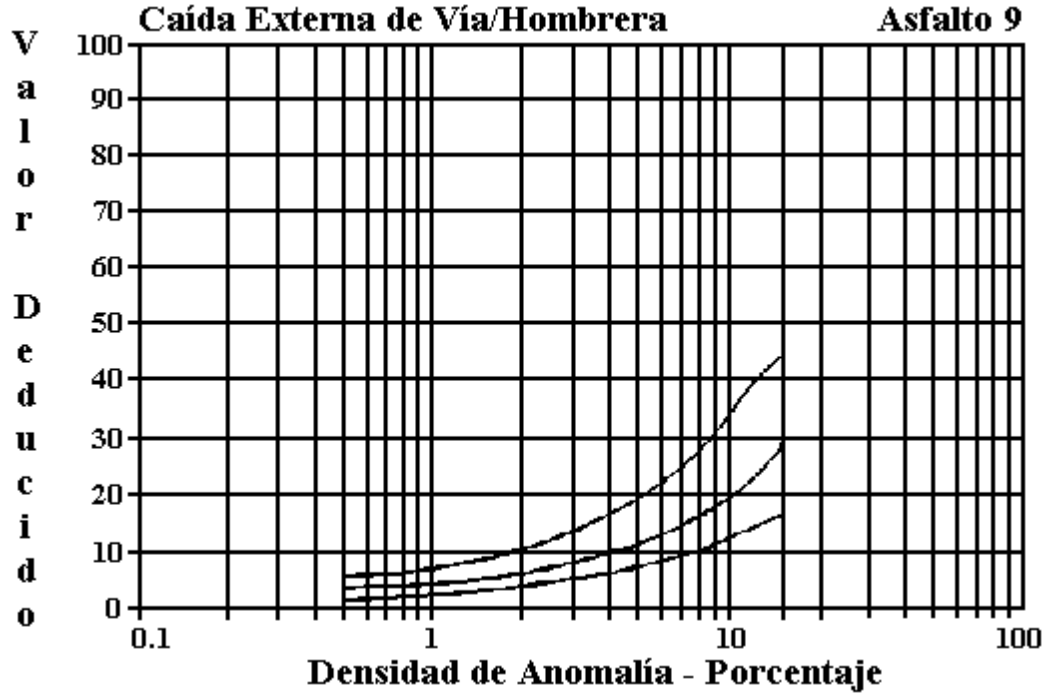


Figura B-31. Caída Externa de Vía / Hombrera.

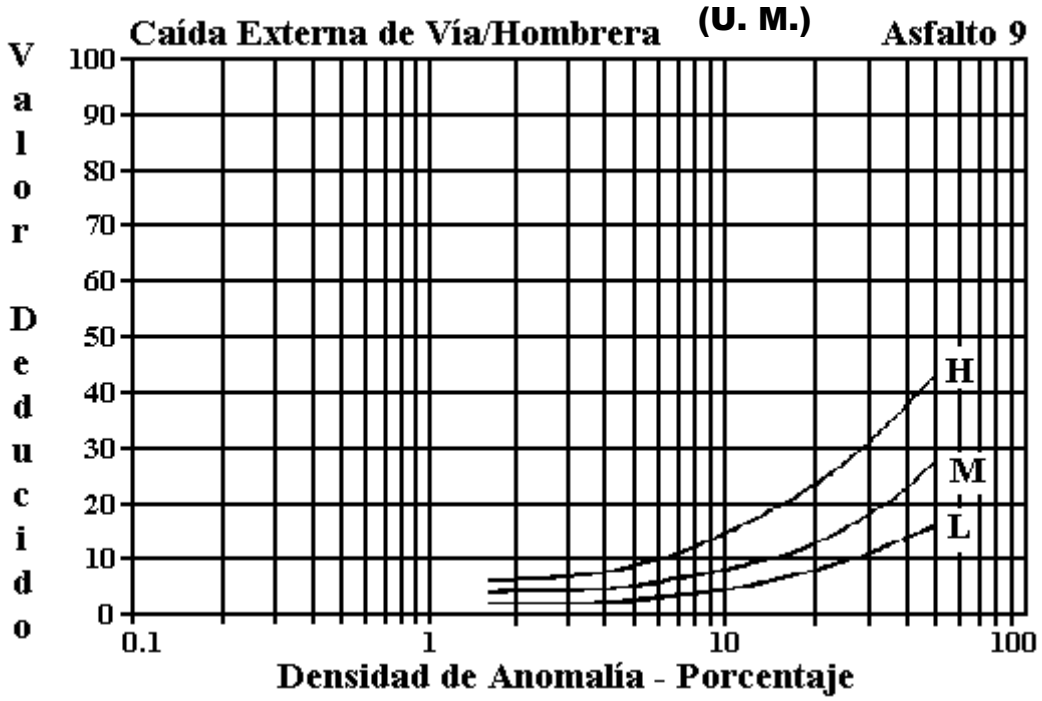


Figura B-32. Caída Externa de Vía / Hombrera (Unidades Métricas).

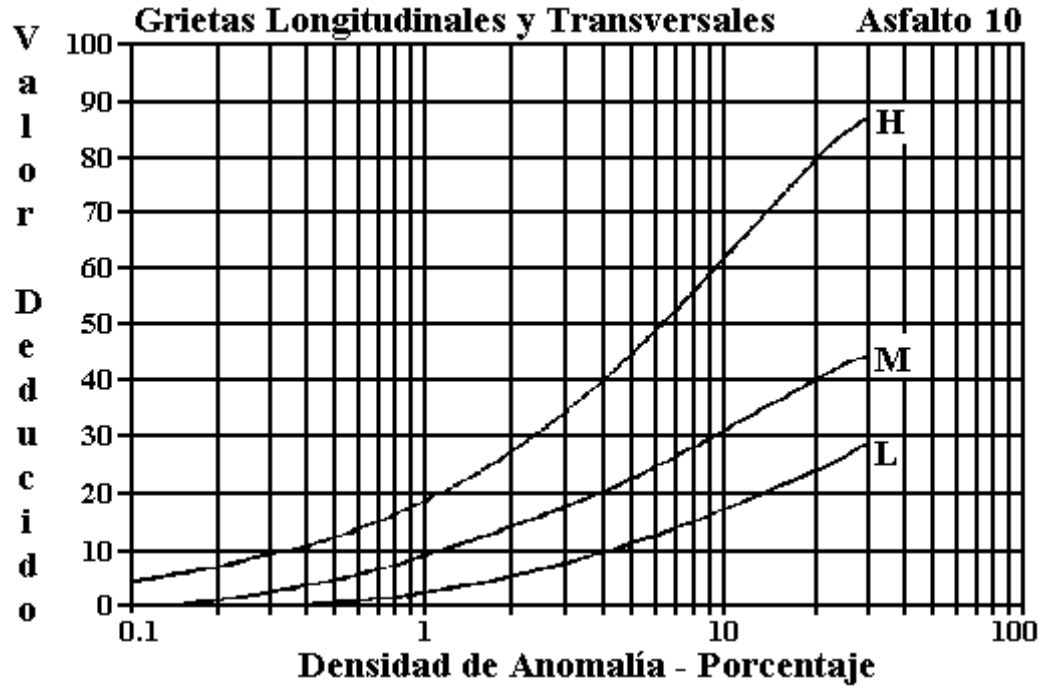


Figura B-33. Agrietamiento Longitudinal y Transversal.

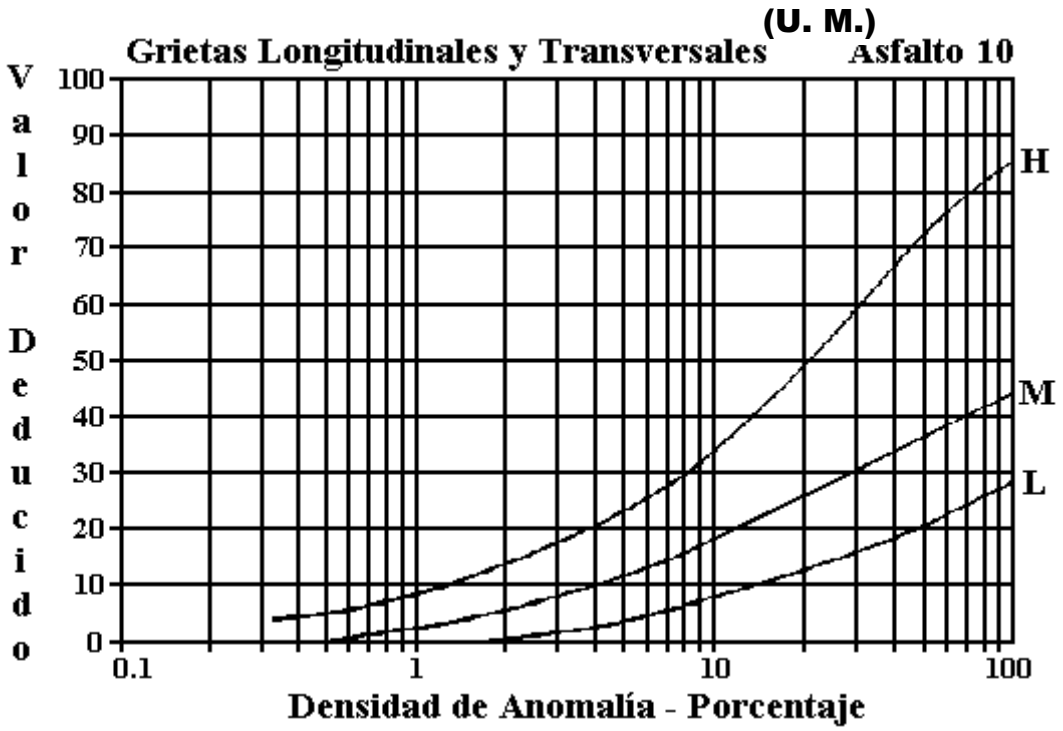


Figura B-34. Agrietamiento Longitudinal y Transversal (Unidades Métricas).

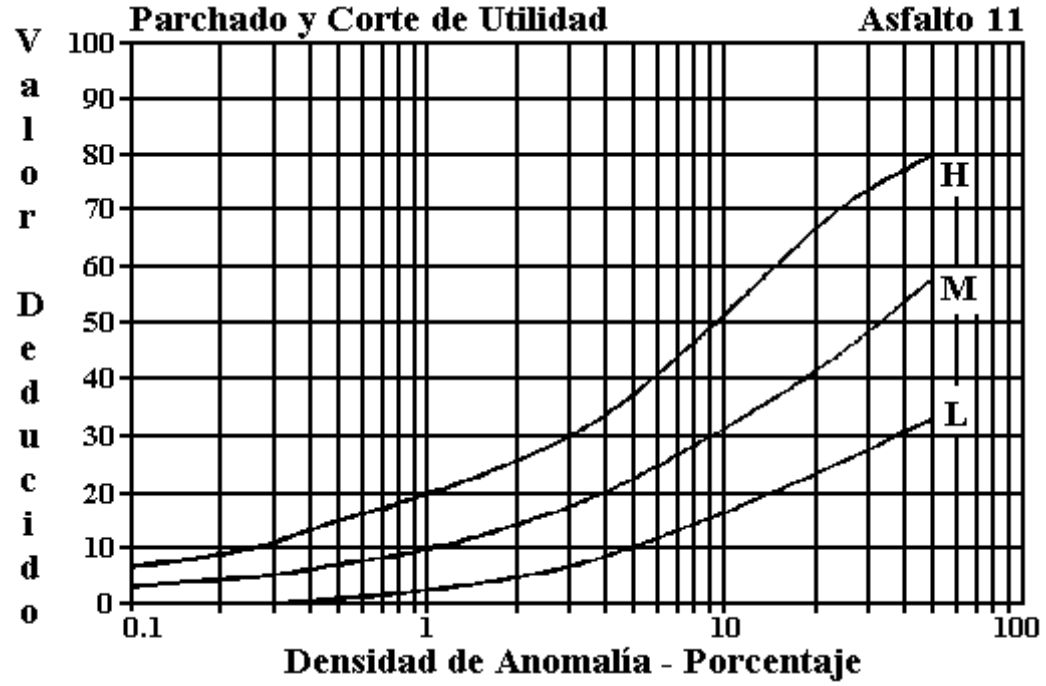


Figura B-35. Parchados.

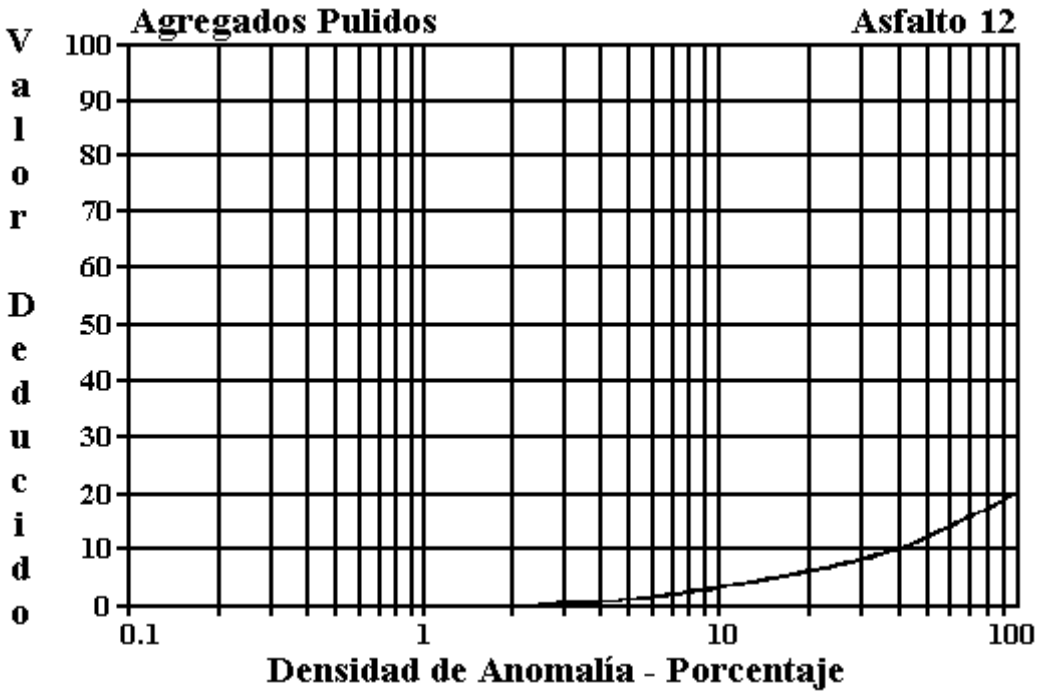


Figura B-36. Agregados Pulidos.

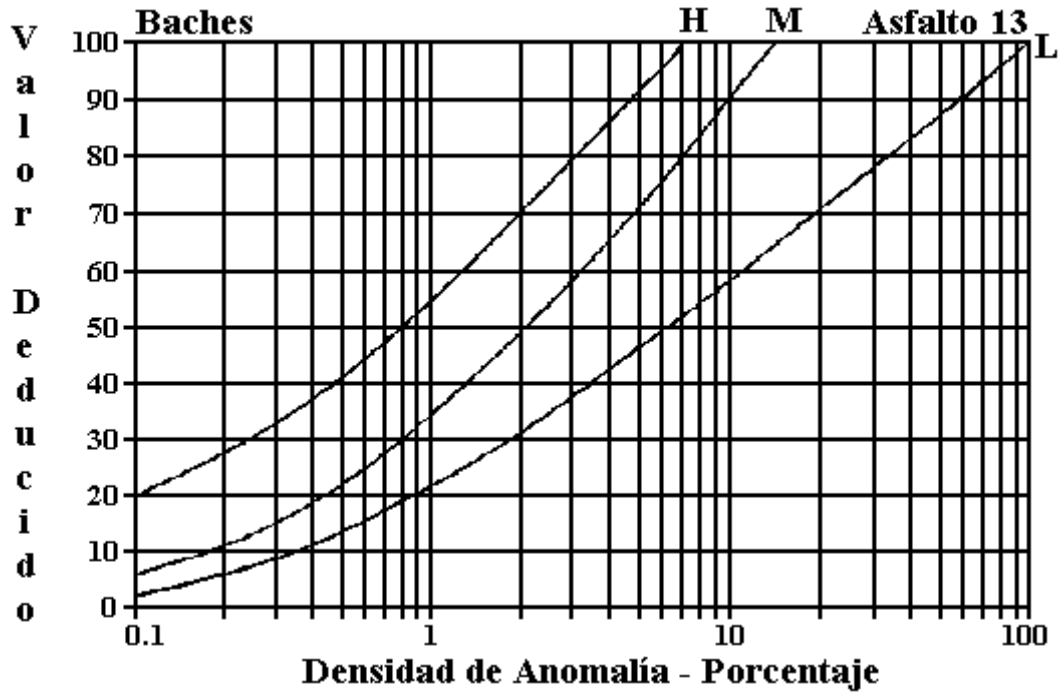


Figura B-37. Baches.

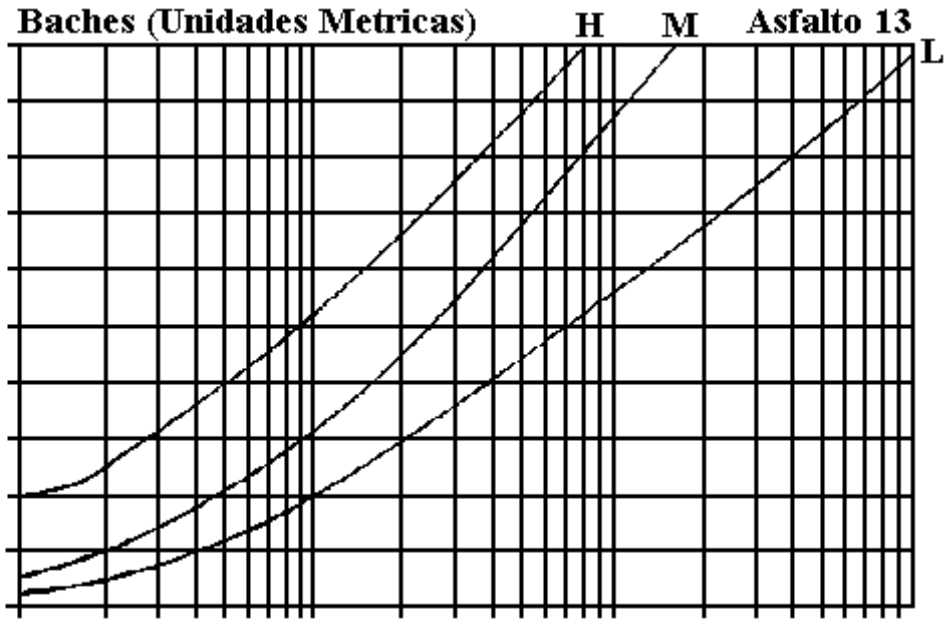


Figura B-38. Baches (Unidades Métricas).

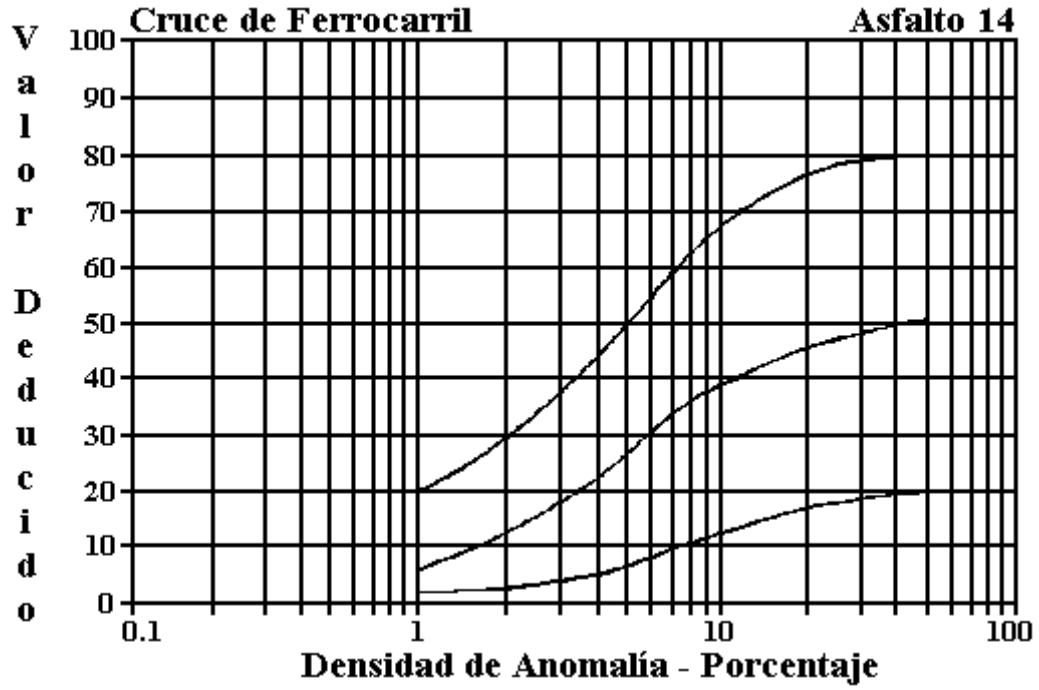


Figura B-39. Cruce de Ferrocarril.

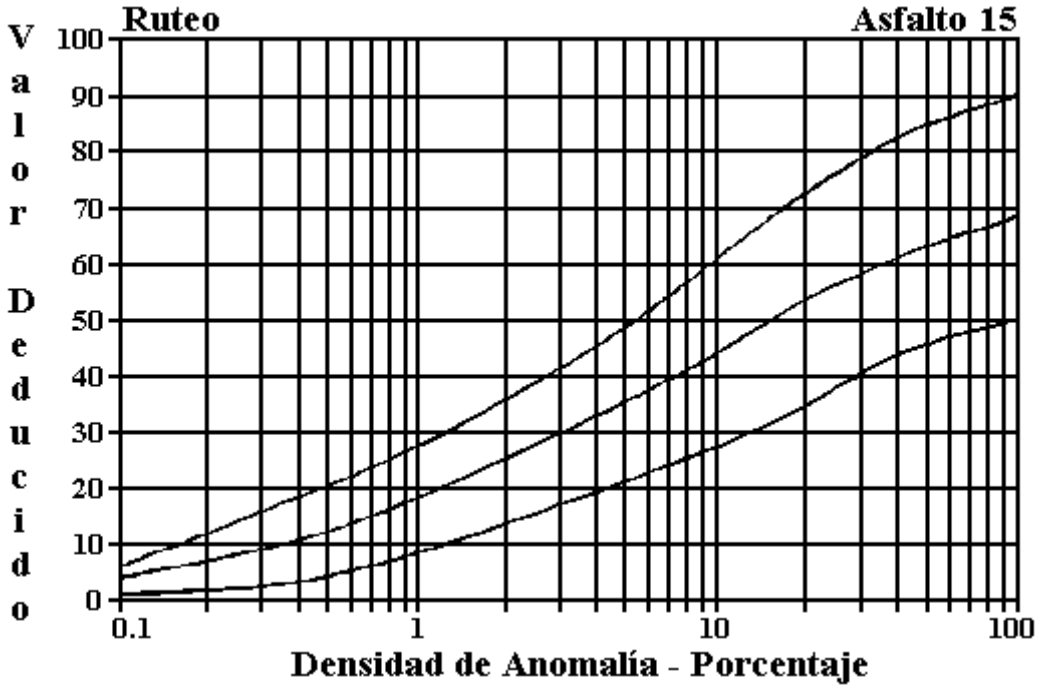


Figura B-40. Ruteo.

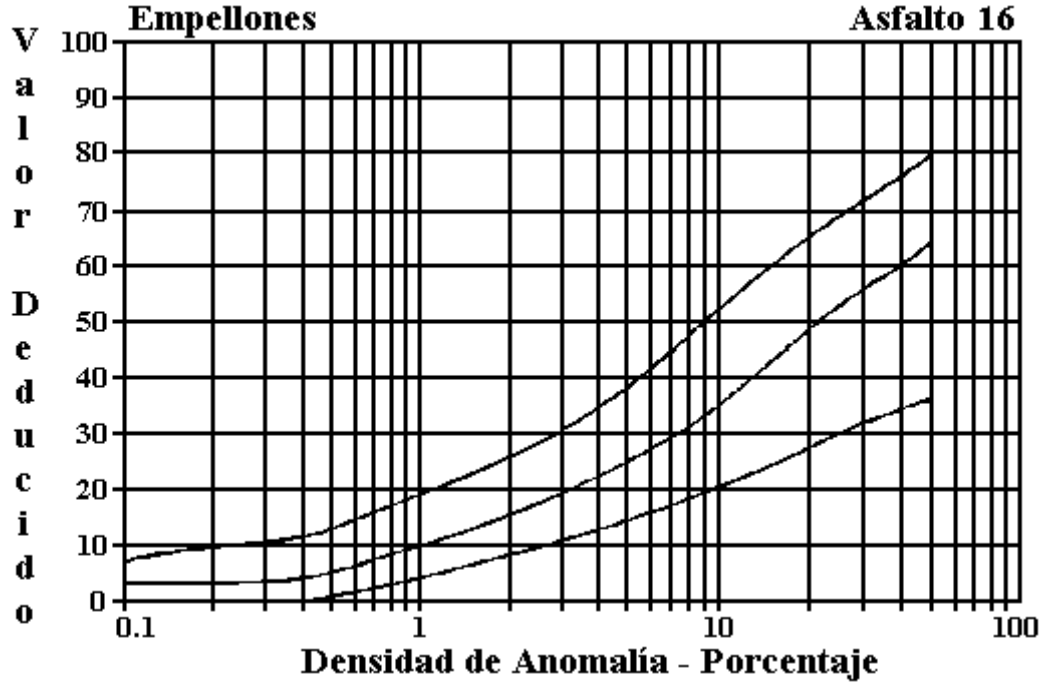


Figura B-41. Empellones.

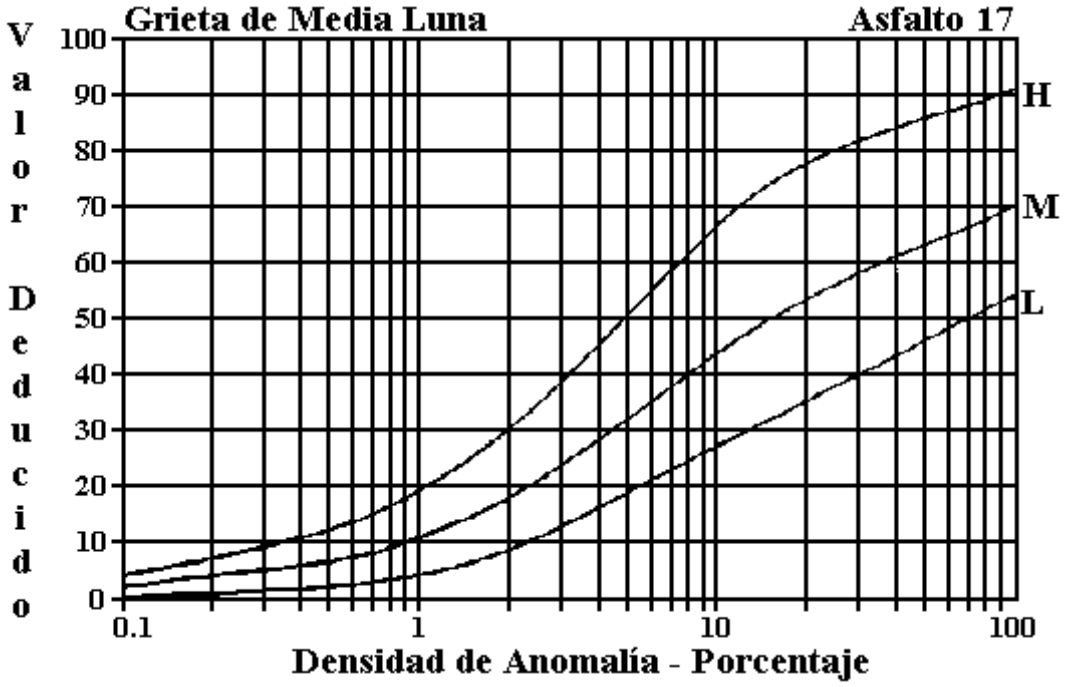


Figura B-42. Agrietamiento Medio Luna.

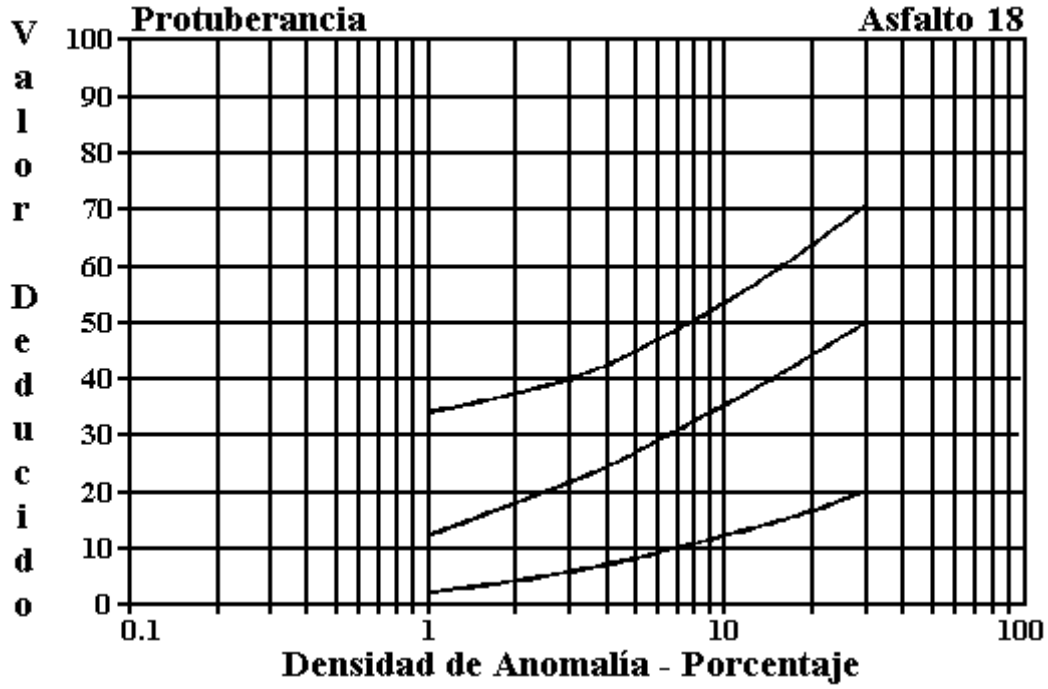


Figura B-43. Protuberancia.

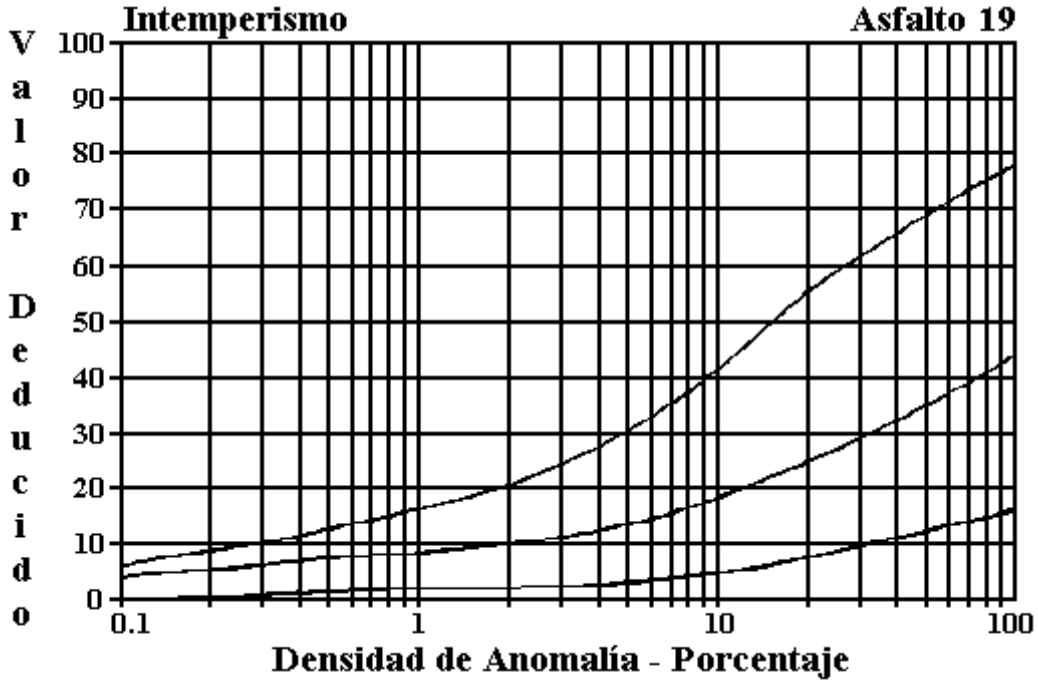


Figura B-44. Intemperismo.

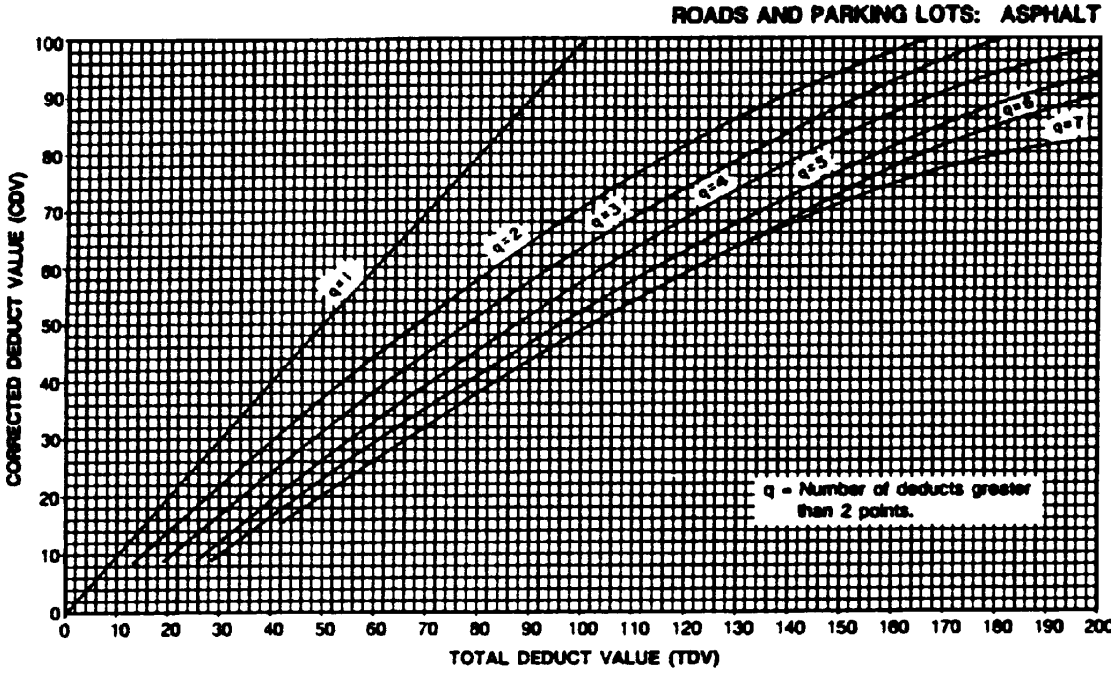


Figura B-45. Valores Deducidos Corregidos

ANEXO II-C

DEFINICIONES DE ANOMALÍAS Y CURVAS DE VALORES DEDUCIDOS EN CAMINOS DE CONCRETO DE CEMENTO PORTLAND

1. Hinchamiento / Pandeo (Blowup / Buckling)

Descripción

El hinchamiento o pandeo ocurren en clima caliente, normalmente en una grieta o junta transversal que no es lo suficientemente ancha para permitir la expansión de la losa. El ancho insuficiente normalmente es causado por la infiltración de materiales incompresibles entre la junta. Cuando la expansión no puede aliviar suficiente presión, un movimiento ascendente localizado al borde de la losa (hinchazón) o la ruptura ocurrirá en la vecindad de la junta. El hinchamiento también puede ocurrir en los cortes de utilidad y entradas del desagüe.

Niveles de Severidad

L - Pandeo o ruptura causa calidad de paseo de severidad baja.

M - Pandeo o ruptura causa calidad de paseo de severidad media.

H - Pandeo o ruptura causa calidad de paseo de severidad alta.

Como Medir

En una grieta, una hinchazón se mide como estar en una losa. Sin embargo, si la hinchazón ocurre a una junta y afecta dos losas, la anomalía debe guardarse como si afectara a las dos losas. Cuando una hinchazón se da en un pavimento inoperable, debe repararse inmediatamente.

Opciones de Reparo

Lª - No haga nada; Parche a profundidad parcial o completa.

Mª - Parche a profundidad completa; reemplazo de la losa.

Hª - Parche a profundidad completa; el reemplazo de la losa.[a]

[a] Deben proporcionar las juntas de la expansión si remendó.

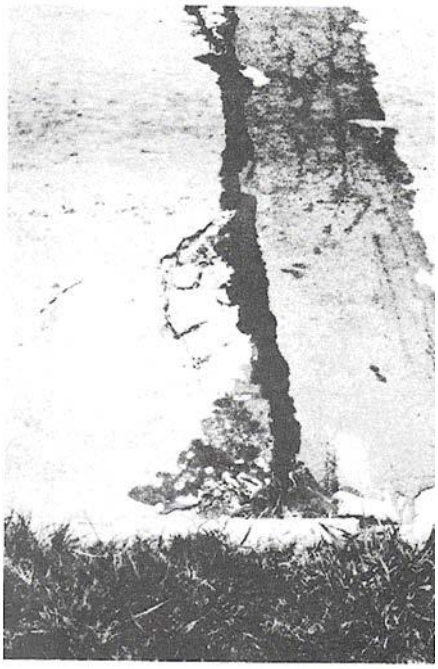


Figura C-1.a. Hinchamiento / Pandeo Baja-severidad.

Figura –1.b. Hinchamiento / Pandeo Media-severidad.

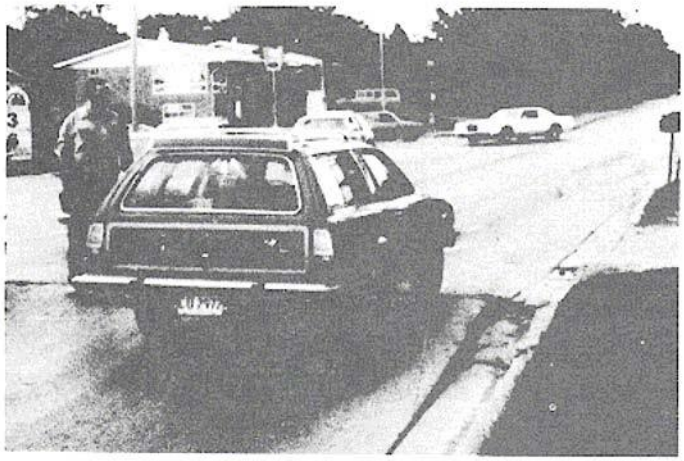


Figura C-1.c. Hinchamiento / Pandeo Alta-severidad.

2. Ruptura de Esquina (Corner Break)

Descripción

Una ruptura de esquina es una grieta que corta las juntas a una distancia menor o igual a la mitad de la longitud de la losa en ambos lados, medida desde la esquina de la losa.

Por ejemplo, una losa con las dimensiones de 12 por 20 pies (3.7 por 6.1 m) que tiene una grieta de 5 pies (1.5 m) en una parte y 12 pies (3.7 m) en el otro lado no es considerada una ruptura de esquina; es una grieta diagonal. Sin embargo, una grieta que corta 4 pies (½ m) de una parte y 8 pies (2.4 m) en la otra es considerada una ruptura de esquina.

Una ruptura de esquina difiere de un descascarado de esquina en que la grieta se extiende verticalmente a través del espesor entero de la losa, considerando que un descascarado de esquina se corta la junta en un ángulo. La repetición de carga combinada con pérdida de apoyo y tensiones rizadas normalmente causa las rupturas de esquina.

Niveles de Severidad

L – La ruptura está definida por una grieta[a] de severidad baja y el área entre la ruptura y las juntas no están resquebrajadas o pueden resquebrajadas ligeramente.

M – La ruptura está definida por una grieta[a] de severidad media y/o el área entre la ruptura y las juntas están resquebrajadas medianamente.

H – La ruptura está definida por una grieta[a] de severidad alta y/o el área entre la ruptura y las juntas están muy resquebrajadas.

Como Medir

La losa afectada se graba como una losa si:

1. Contiene una sola ruptura de la esquina.

2. Contiene más de una ruptura de una severidad particular.

3. Contiene dos o más rupturas de severidades diferentes. Para dos o más rupturas, el nivel más alto de severidad debe registrarse. Por ejemplo, una losa que contienen rupturas de esquina de severidad baja y media deben medirse como una losa con ruptura de esquina de severidad media.

Opciones de Reparo

L[b] – No haga nada; Selle las grietas mayores a ⅛ pulgadas (3 mm).

M[b] – Selle las grietas; parche de profundidad completa.

H[b] – Parche de profundidad completa.[b]

Figura C-2.a. Ruptura de Esquina Baja-severidad.

[b] Se debe verificar la pérdida de soporte de la fundación o vacíos bajo las esquinas. Si esta condición existe, se debe considerar los subsellos e instalación de dispositivos de trasferencia de carga.

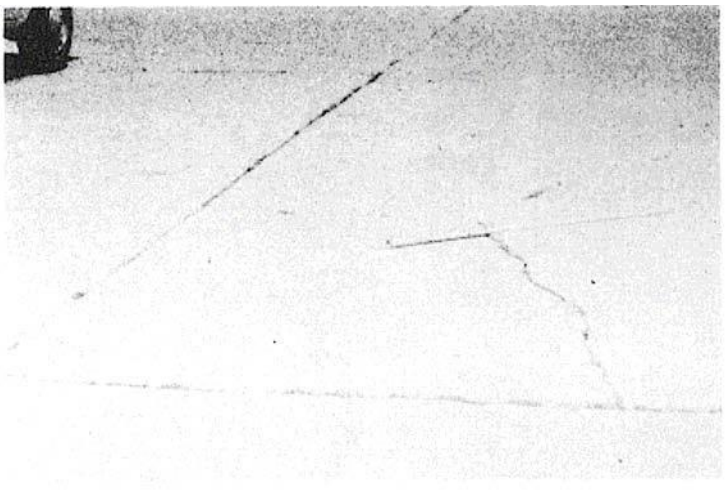


Figura C-2.b. Ruptura de Esquina Media-severidad.

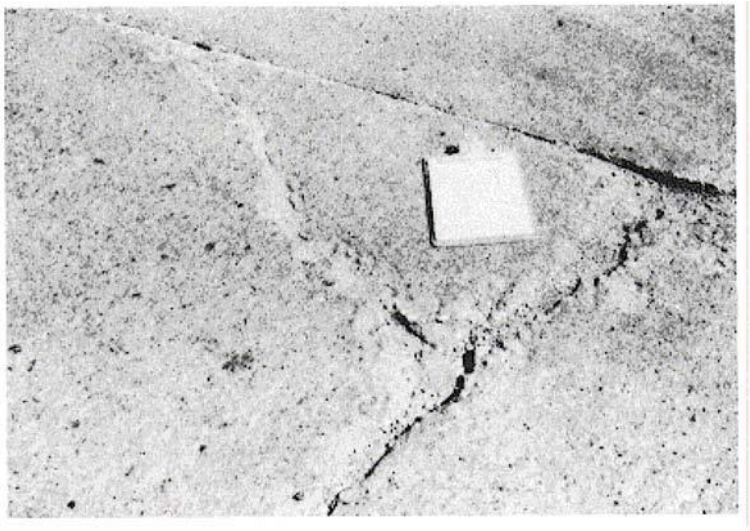


Figura C-2.c. Ruptura de Esquina Alta-severidad.

3. Losa Dividida (Divided Slab)

Descripción

La losa es dividida por grietas en cuatro o más pedazos debido a sobrecargas y/o soporte inadecuado. Si todos los pedazos o grietas se contienen dentro de una ruptura de esquina, la anomalía se registrará como una ruptura de esquina severa.

Niveles de Severidad

La Tabla C-1 indica los Niveles de Severidad para las losas divididas.

Tabla C-1 Niveles de Severidad para Losas Divididas

Severidad de la Mayoría de las Grietas	Número de Pedazos en la Losa Resquebrajada		
	4 a 5	6 a 8	8 o más
L	L	L	M
M	M	M	H
H	M	H	H

Como Medir

Si la losa dividida es de severidad media o alta, ninguna otra anomalía es tomada en cuenta.

Opciones de Reparo

L – No haga nada; selle las grietas de más de ⅛ pulgadas de ancho.

M – Reemplace la losa.

H – Reemplace la losa.

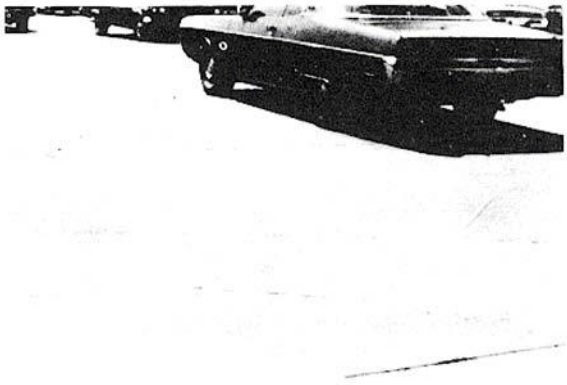


Figura C-3.a. Losa Dividida Baja-severidad.

Figura C-3.b. Losa Dividida Media-severidad.

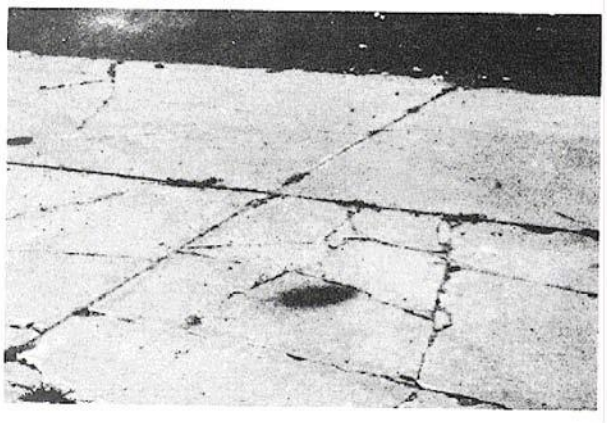


Figura C-3.c. Losa Dividida Alta-severidad.

4. Agrietamiento ("D") de Durabilidad (Durability ("D") Cracking)

Descripción

El agrietamiento "D" es causado por expansión de helada y deshiele del agregado grande que gradualmente destroza el hormigón. Esta anomalía normalmente aparece como un modelo de grietas paralelas cerca de una junta o grieta lineal. Desde que el hormigón se satura cerca de las juntas y grietas, un depósito de color oscuro normalmente puede encontrarse alrededor de las grietas finas "D". Este tipo de anomalía puede llevar a la desintegración de la losa entera eventualmente.

Niveles de Severidad

L – Grietas "D" que cubren menos del 15% del área de la losa. La mayoría de las grietas son estrechas, pero unos pocos pedazos pueden deshacerse.

M – Una de las siguientes condiciones existe:

1. Grietas "D" que cubren < 15% del área y la mayoría de los pedazos se deshacen o podrían quitarse fácilmente.

2. Grietas "D" que cubren >15% del área. La mayoría de las grietas son estrechas, pero unos pocos pedazos pueden deshacerse o podrían quitarse fácilmente.

H – Grietas "D" que cubren >15% del área y la mayoría de los pedazos se han salido o podría quitarse fácilmente.

Como Medir

Cuando la anomalía es localizada y clasificada en una severidad, se toma en cuenta como una losa. Si existe más de un nivel de severidad, se toma en cuenta en la losa como la anomalía de severidad superior. Por ejemplo, si los agrietamientos "D" de severidad baja y media están en la misma losa, se toma en cuenta en la losa como grietas de severidad media solamente.

Opciones de Reparo

L – No haga nada.
M[a] – Parche de profundidad completa; reconstruya las juntas.
H[a] – Parche de profundidad completa; reconstruya las juntas; reemplace de la losa.[a]

[a] reconstrucción completa del pavimento puede considerarse basándose en la economía.

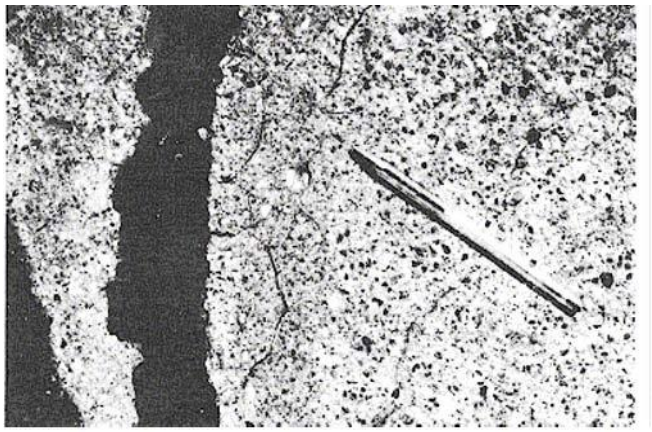


Figura C-4.a. Agrietamiento ("D") de Durabilidad Baja-severidad.

Figura C-4.b. Agrietamiento ("D") de Durabilidad Media-severidad.

Figura C-4.c. Agrietamiento ("D") de Durabilidad Alta-severidad.

5. Falla (Faulting)

Descripción

Es la diferencia en la elevación en una junta. Algunas causas comunes de falla son:

1. Asentamiento debido a fundación suave.
2. Bombeo o erosión del material bajo la losa.
3. Ensortijamiento del borde de la losa debido a la temperatura y cambios de humedad.

Niveles de Severidad

Los niveles de severidad se definen por la diferencia en la elevación por la grieta o junta como se indica en la Tabla C-2.

Tabla C-2 Niveles de severidad por Falla

Nivel de Severidad	Diferencia en la Elevación
L	⅛ a ⅜ pulg. (3 a 10 mm)
M	>⅜ a ¾ pulg. (10 a 19 mm)
H	>¾ pulg. (>19 mm)

Como Medir

La falla a través de una junta se cuenta como una losa. Se cuentan sólo las losas afectadas. Las faltas a través de una grieta no se toman cuentan como una anomalía, pero son consideradas al definir la severidad de la grieta.

Opciones de Reparo

L[a] – No haga nada; Triture.

M[a] – Triture.

H[a] – Triture.[a]

[a] Si la falla es causada por asentamiento o pérdida de soporte, entonces el subsello e instalación de los dispositivos del transferencia de carga deben ser considerados.

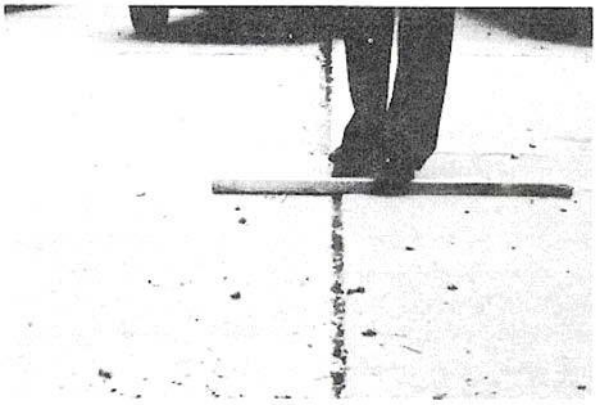


Figura C-5.a. Falla Baja-severidad.

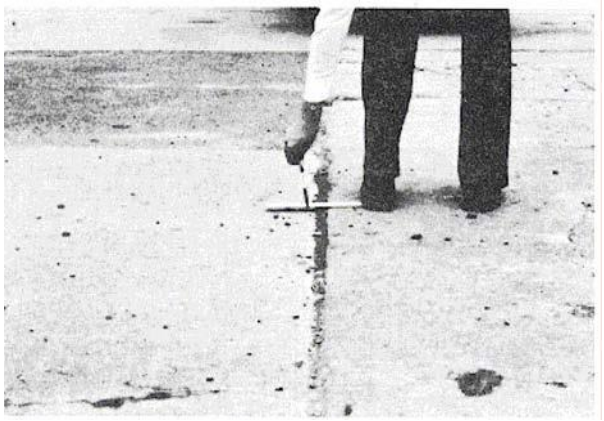


Figura C-5.b. Falla Media-severidad.

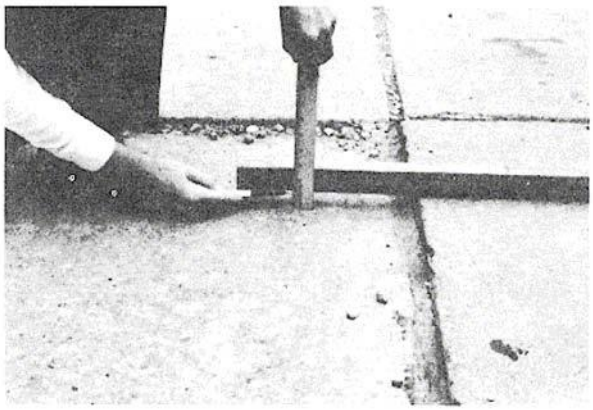


Figura C-5.c. Falla Alta-severidad.

6. Daño del Sello de Junta (Joint Seal Damage)

Descripción

El daño del sello de junta es una condición que permite al suelo o a piedras acumularse en las juntas o permite la infiltración de agua significante. La acumulación de materiales incompresibles impide a la losa extender y puede producir pandeo, ruptura, o descascarado.

Un relleno de junta flexible unido a los bordes de las losas protege las juntas de la acumulación material e impide al agua infiltrarse y ablandar la fundación que apoya la losa. Los tipos de daño típicos del sello de junta son:

1. Despojando de sellante colectivo.
2. Expulsión de sellante colectivo.
3. Crecimiento de hierba.
4. Endureciendo del relleno (oxidación).
5. La pérdida de atadura a los bordes de la losa.
6. Falta o ausencia de sellante en la junta.

Niveles de Severidad

L - El sellante de la junta está generalmente en buena condición a lo largo de la sección. El sellante se está comportando bien, con sólo un daño menor.

M - El sellante de la junta está generalmente en condición media sobre la sección entera, con uno o más tipos de daño ocurren a un grado moderado. El sellante necesita ser reemplazado dentro de 2 años.

H - El sellante de la junta está generalmente en buena condición encima de la sección entera, con uno o más de los tipos de daño que ocurre a un grado severo. El sellante necesita ser reemplazado de inmediato.

Como Medir

El daño del sello de junta no se mide losa por losa, pero se clasifica basado en la condición global del sellante sobre el área total.

Opciones de Reparo

L – No haga nada.

M – Reselle las juntas.

H – Reselle las juntas.

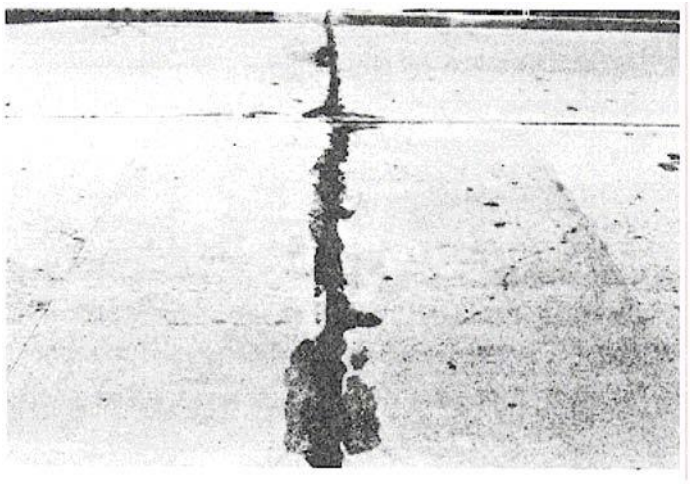


Figura C-6.a. Daño del Sello de Junta Baja-severidad.

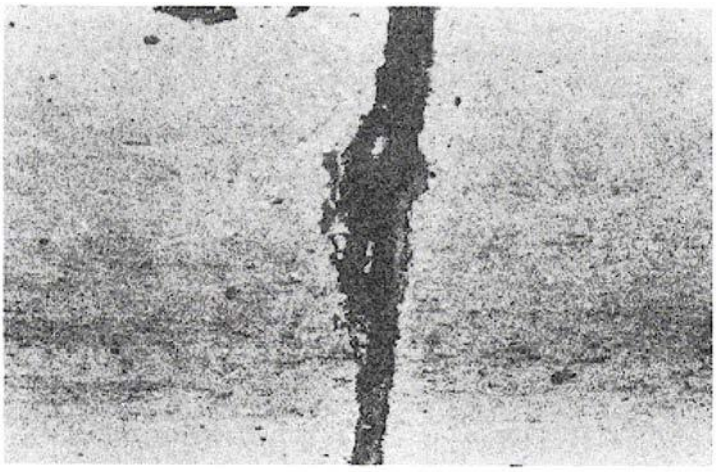


Figura C-6.b. Daño del Sello de Junta Media-severidad.

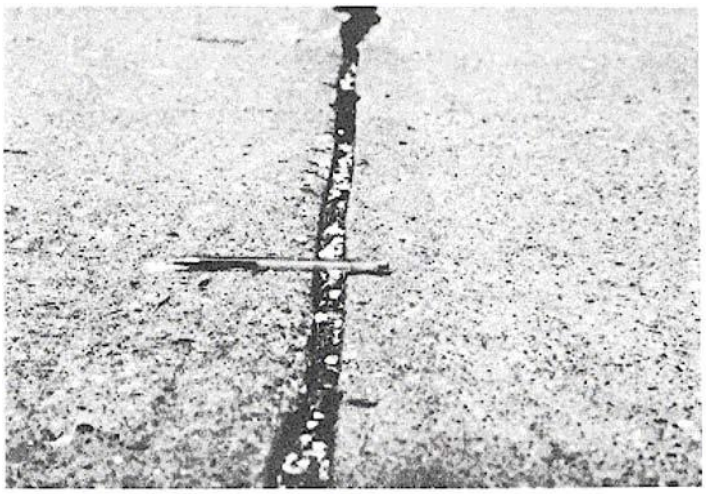


Figura C-6.c. Daño del Sello de Junta Alta-severidad.

7. Caída Externa de Vía / Hombrera (Lane/Shoulder Drop-Off)

Descripción

La Vía / Hombrera Caída Externa es la diferencia entre el asentamiento o erosión de la hombrera y el borde de vía de viaje del pavimento. La diferencia de elevación puede ser un riesgo de seguridad; también puede causar un incremento de la infiltración de agua.

Nivel de Severidad

L – La diferencia entre el borde del pavimento y la hombrera es 1 a 2 pulgadas (25 a 51 mm).

M – La diferencia en la elevación es 2 a 4 pulgadas (51 a 102 mm).

H – La diferencia en la elevación es > 4 pulgadas (102 mm).

Como Medir

La vía / hombrera caída externa se computa promediando la caída máxima y mínima a lo largo de la losa. Cada losa que exhibe la anomalía es medida separadamente y contaba como una losa con el nivel de severidad apropiado.

Opciones de Reparo

L, M, H – Rellenar las hombreras hasta emparejar con el borde del pavimento.

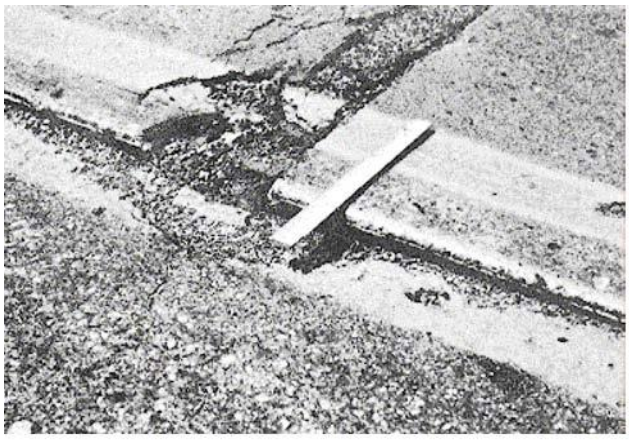


Figura C-7.a. Caída Externa de Vía / Hombrera Baja-severidad.

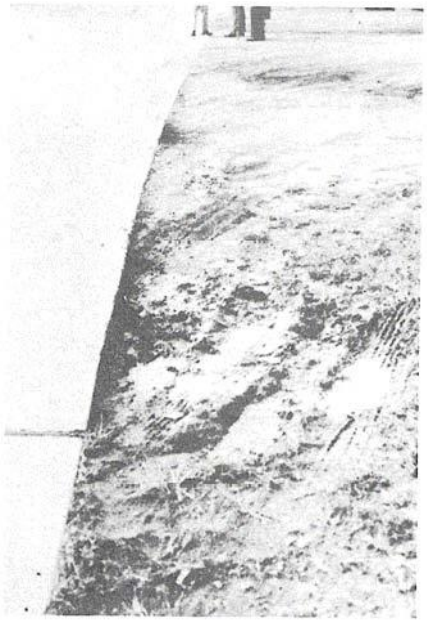


Figura C-7.b. Caída Externa de Vía / Hombrera Media-severidad.

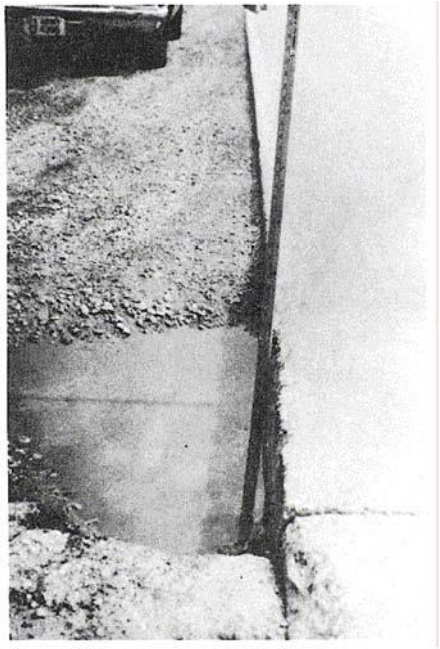


Figura C-7.c. Caída Externa de Vía / Hombrera Alta-severidad.

8. Agrietamiento Lineal (Grietas Longitudinales, Transversas y Diagonales) Linear Cracking (Longitudinal, Transverse and Diagonal Crack)

Descripción

Estas grietas, que dividen la losa en dos o tres pedazos, normalmente son causadas por una combinación de cargas repetidas de tráfico, ensortijamiento de gradiente termal y carga repetida de humedad. (Las losas divididas en cuatro o más pedazos se cuentan como losas divididas.) Las grietas de severidad baja están relacionadas normalmente a torceduras o fricción y no son consideradas anomalías estructurales mayores. Las grietas de severidad media o alta normalmente son grietas activas y consideradas anomalías estructurales mayores.

Las grietas de línea de pelo, que son sólo unos pies de largo y no se extienden por la losa entera, se cuenta como grietas de contracción.

Niveles de Severidad

Losas No Reforzadas

L – Grietas no rellenas[a] ≤ ½ pulgadas (12 mm) o grietas rellenas de cualquier ancho con relleno en condición satisfactoria. Ninguna falla existe.

M – Una de las siguientes condiciones existe:

1. Grietas no rellenas con un ancho entre ½ y 2 pulgadas (12 y 51 mm).

2. Grietas no rellenas de cualquier ancho a 2 pulgadas (51 mm) con una falla de < ⅜ pulgadas (10 mm).

3. Grieta rellena de cualquier ancho con falla < ⅜ pulgadas (10 mm).

H – Una de las siguientes condiciones existe:

1. Grietas no rellenas con un ancho >2 pulgadas (51 mm).

2. Grietas no rellenas o rellenas de cualquier ancho con falla >⅜. (10 mm).

Losas Reforzadas

L – Grietas no rellenas de ⅛ a 1 pulgadas (3 a 25 mm) de ancho; la grieta rellena de cualquier ancho con relleno en condición satisfactoria. Ninguna falla existe.

M – Una de las siguientes condiciones existe:

1. Grietas no rellenas con un ancho entre 1 y 3 pulgadas (25 y 76 mm) y ninguna falla.

2. Grietas no rellenas de cualquier ancho arriba de 3 pulgadas (76 mm) con una falla de ⅜ pulgadas (10 mm).

3. Grieta rellena de cualquier ancho con una falla de ⅜ pulgadas (10 mm).

H – Una de las siguientes condiciones existe:

1. Grietas no rellenas de más de 3 pulgadas (76 mm) de ancho.

2. Grietas rellenas o no rellenas de cualquier ancho con una falla arriba de ⅜ pulgadas (10 mm).

Como Medir

Una de la severidad se ha identificado, la anomalía se registra como una losa. Si dos grietas de severidad media están dentro de una losa, la losa es registrada con la grieta de severidad más alta. Las losas divididas en cuatro o más pedazos se cuentan como las losas divididas. En losas reforzadas, las grietas de menos de ⅛ pulgadas (3 mm) de ancho se cuenta como grietas de contracción.

Las losas más largas de 30 pies (9.1 m) son divididas en losas de iguales longitudes aproximadamente, asumiendo que tienen juntas imaginarias para estar en condición perfecta.

Opciones de Reparo

L – No haga nada; selle las grietas mayoes de ⅛ pulgadas.

M – Selle las grietas.

H – Selle las grietas; parche de profundidad completa; reemplace de la losa.

Figura C-8.a. Agrietamiento Lineal Baja-severidad.

Figura C-8.b. Agrietamiento Lineal Media-severidad.

Figura C-8.c. Agrietamiento Lineal Alta-severidad.

9. Grande Parchado y Cortes de Utilidad (>5 pies² [0.45 m²]) (Patching, Large (>5 sq ft [0.45 m²]) and Utility Cuts)

Descripción

Un parche es un área donde el pavimento original ha sido removido y ha sido reemplazado por material de relleno. Un corte de utilidad es un parche que ha sido reemplazado del pavimento original para permitir la instalación o mantenimiento de utilidades subterráneas. Los niveles de severidad de un corte de utilidad son los mismos que los de parcheo regular.

Niveles de Severidad

L – Parche está funcionando bien, con pequeño o ninguna deterioración.

M – Parche está moderadamente deteriorado y/o descascaración moderada pueden verse alrededor de los bordes. El material del parche puede desalojarse con el esfuerzo considerable.

H – Parche está muy deteriorado. El alcance de la deterioración garantiza el reemplazo.

Como Medir

Si una sola losa tiene uno o más parches con el mismo nivel de severidad, se cuenta como una losa que contiene esa anomalía. Si una sola losa tiene más de un nivel de severidad, se cuenta como una losa con el nivel de severidad superior.
Si la causa del parche es más severa, sólo la anomalía original se cuenta.

Opciones de Reparo

L – No haga nada.

M – Selle las grietas; reemplace el parche.

H – Reemplace el parche.

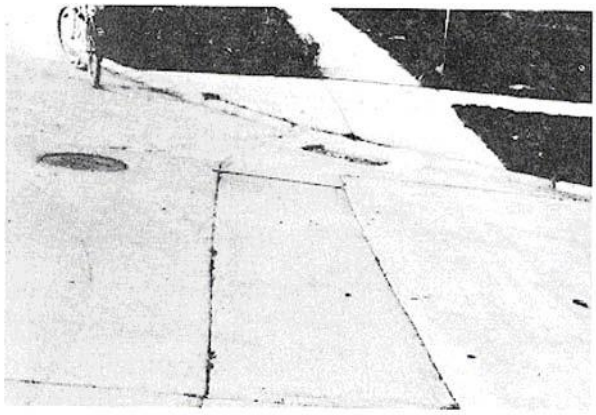


Figura C-9.a. Grande Parchado y Corte de Utilidad Baja-severidad.

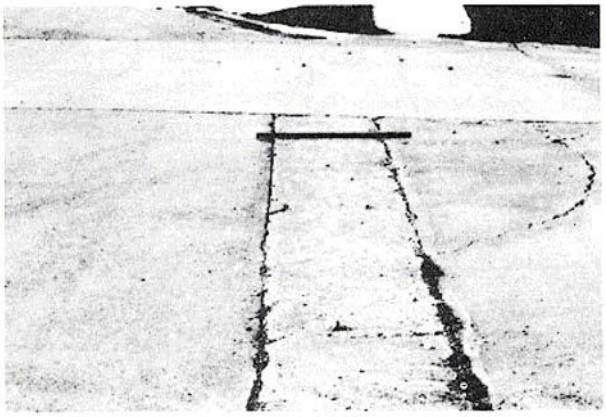


Figura C-9.b. Grande Parchado y Corte de Utilidad Media-severidad.

Figura C-9.c. Grande Parchado y Corte de Utilidad Alta-severidad.

10. Pequeño Parchado (< 5 pies^2 [0.45 m^2]) (Patching, Small (<5 sq pies [0.45 m^2]))

Descripción

Un parche es una área donde el pavimento original ha sido removido y ha sido reemplazado por un material de relleno.

Niveles de Severidad

L – Parche está funcionando bien con pequeño o ninguna deterioración.

M – Parche está deteriorado moderadamente. El material del parche puede desalojarse con el esfuerzo considerable.

H – Parche está muy deteriorado. El alcance de deterioración garantiza el reemplazo.

Como Medir

Si una sola losa tiene uno o más parches con el mismo nivel de severidad, se cuenta como una losa que contiene esa anomalía. Si una sola losa tiene más de un nivel de severidad, se cuenta como una losa con el nivel de severidad superior.
Si la causa del parche es más severa, sólo la anomalía original se cuenta.

Opciones de Reparo

L – No haga nada.

M – Selle las grietas; reemplace el parche.

H – Reemplace el parche.

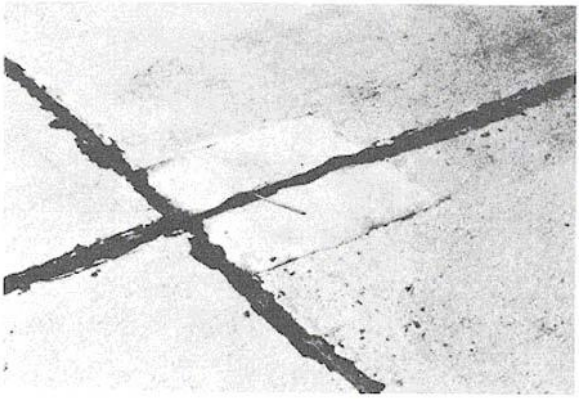


Figura C-10.a. Pequeño Parchado Baja-severidad.

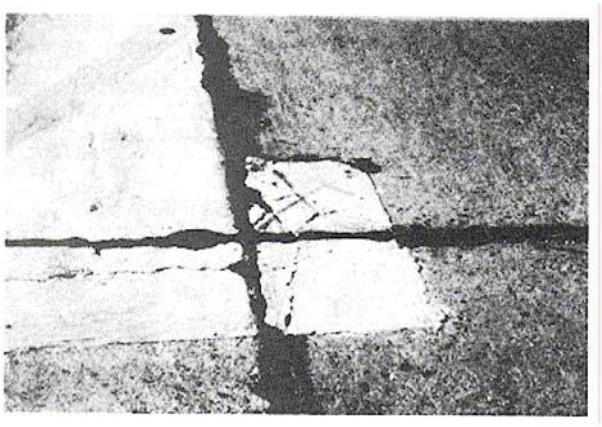


Figura C-10.b. Pequeño Parchado Media-severidad.

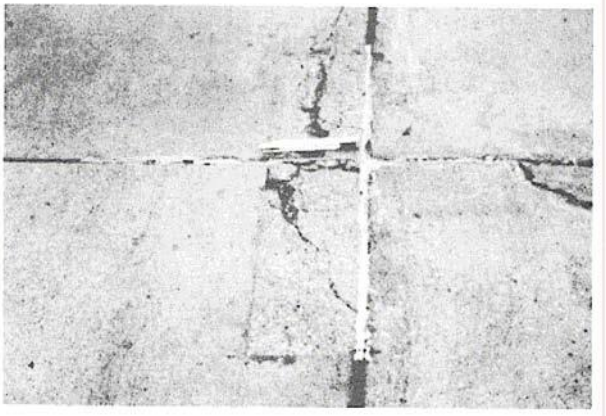


Figura C-10.c. Pequeño Parchado Alta-severidad.

11. Agregado Pulido (Polished Aggregate)

Descripción

Este anomalía es causada por la aplicación repetida del tráfico. Cuando el agregado en la superficie se vuelve liso al tacto, la adherencia con los neumáticos del vehículo está considerablemente reducida. Cuando la porción de agregado extendida sobre superficie es pequeña, la textura del pavimento no contribuye significativamente a reducir la velocidad del vehículo. El agregado pulido extendido sobre el hormigón es insignificante, y el agregado de la superficie es liso al tacto. Este tipo de anomalía indica cuando el número en una prueba de resistencia de rodillo es bajo o ha caído significativamente de las evaluaciones anteriores.

Niveles de Severidad

Ningún grado de severidad está definido. Sin embargo, el grado de pulir debe ser significante antes de que sea incluido en el estudio de la condición y evaluado como una falla.

Como Medir

Una losa con el agregado pulido se cuenta como una losa.

Opciones de Reparo

L, M, H – Tratamiento Superficial; Recubrimiento.

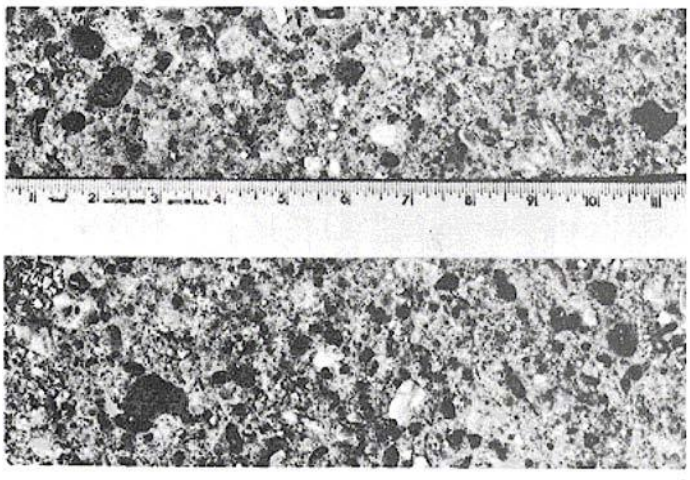


Figura C-11. Agregado Pulido.

12. Baches (Popouts)

Descripción

Un bache es un pedazo pequeño de pavimento que por la acción de helada y deshiele, combinado con la expansión de agregado, quiebran la superficie. Los baches están clasificados en diámetro de aproximadamente 1 a 4 pulgadas (25 a 102 mm) y en profundidad de ½ a 2 pulgadas (13 a 51 mm).

Niveles de Severidad

Ningún grado de severidad está definido para los baches. Sin embargo, los baches deben ser extensos antes de que ellos cuenten como una anomalía. La densidad promedio del bache debe exceder aproximadamente tres baches por yarda cuadrada sobre el área de la losa entera.

Como Medir

La densidad de la anomalía debe ser medida. Si hay alguna duda que el promedio sea mayor que tres baches por yarda cuadrada, por lo menos tres áreas aleatorias de 1 yd^2 (0.84 m^2) deben verificarse. Cuando el promedio es mayor a esta densidad, la losa debe medirse.

Opciones de Reparo

L, M, H – No haga nada.

Figura C-12. Baches.

13. Bombeo (Pumping)

Descripción

El bombeo es la evacuación de material de la fundación de la losa a través de juntas o grietas. Esto es causado por la deflexión de la losa con cargas de paso. Como la carga se mueve a través de la junta entre las losas, el agua primero penetra bajo la losa principal, y entonces penetra en las capas inferiores. Esta acción corroe y eventualmente remueve las partículas del suelo, produciendo una pérdida progresiva del soporte del pavimento. El bombeo pueden identificarse por manchas en la superficie y evidencia del materia de la base o subrasante en el pavimento cerca a juntas o grietas. El bombeo cerca de juntas es causado por un pobre sellador de junta e indica pérdida de soporte; la carga repetida producirá grietas en el futuro. El bombeo también pueden ocurrir a lo largo del borde de la losa, causando pérdida de soporte.

Niveles de Severidad

Ningún grado de severidad está definido. Es suficiente indicar que el bombeo existe.

Como Medir

Una junta con bombeo entre dos losas se cuenta como dos losas. Sin embargo, si las juntas restantes alrededor de la losa también tienen bombeo, una losa se agrega por la junta con bombeo adicional.

Opciones de Reparo

L, M, H – Subselle; selle la junta y la grieta; restaure la trasferencia de carga.

Figura C-13.a-b. Bombeo.

Figura C-13.a-b. Bombeo.

14. Punzonamiento (Punchout)

Descripción

Esta anomalía es una área localizada de la losa que está rota en los pedazos. Los punzonamiento pueden tomar muchas formas diferentes, pero está normalmente definido por una grieta y una junta, o dos grietas cercanas (normalmente 5 pies [1.52 m] de ancho). Esta anomalía es causada por repetidas cargas fuertes, espesor inadecuado de la losa, pérdida de soporte de la fundación, y/o una deficiencia de la construcción del hormigón (por ejemplo, panal de abejas).

Niveles de Severidad

La Tabla C-3 muestra los niveles de severidad para el punzonamiento.

Tabla C-3 Niveles de severidad para Punzonamiento

Severidad de Mayoría de Grietas	Número de Pedazos		
	2 a 3	4 a 5	>5
L	L	L	M
M	L	M	H
H	M	H	H

Como Medir

Si una losa contiene uno o más punzonamientos, se registra el punzonamiento de nivel de severidad superior.

Opciones de Reparo

L – No haga nada; selle las grietas.

M – Parche de profundidad completa.

H – Parche de profundidad completa.

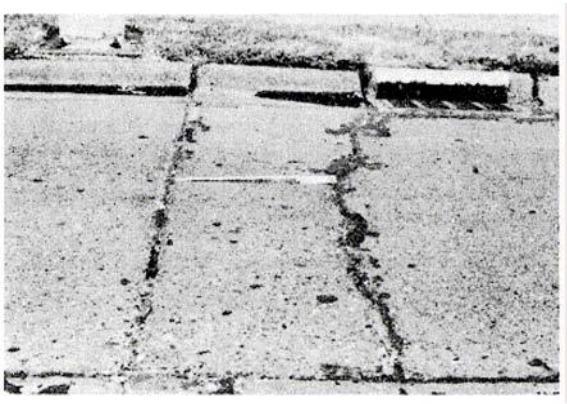


Figura C-14.a. Punzonamiento Baja-severidad.

Figura C-14.b. Punzonamiento Media-severidad.

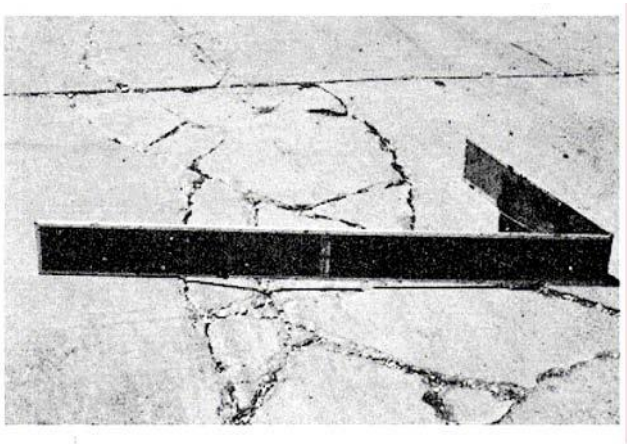


Figura C-14.c. Punzonamiento Alta-severidad.

15. Cruce de Ferrocarril (Railroad Crossing)

Descripción

La anomalía de cruce de ferrocarril es caracterizada por depresiones o protuberancias alrededor de las huellas.

Niveles de Severidad

L - El cruce del ferrocarril causa calidad de paseo de severidad baja.

M - El cruce del ferrocarril causa calidad de paseo de severidad media.

H - El cruce del ferrocarril causa calidad de paseo de severidad alta.

Como Medir

El número de losas que cruzan por las huellas ferrocarril se cuenta. Cualquier protuberancia grande creada por las huellas debe medirse como parte del cruce.

Opciones de Reparo

L – No haga nada.

M – Parche profundidad parcial; reconstruya el cruce.

H – Parche profundidad parcial; reconstruya el cruce.

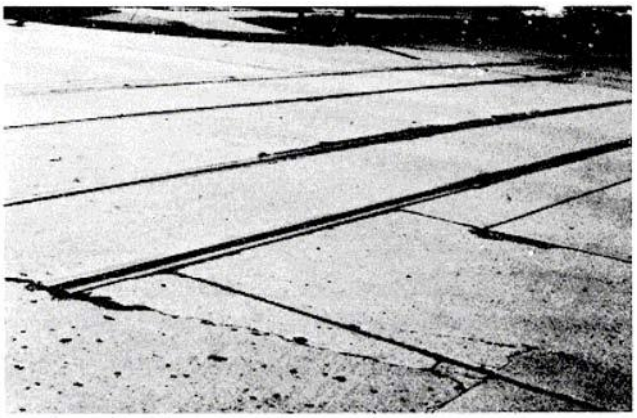


Figura C-15.a. Cruce de Ferrocarril Baja-severidad.

Figura C-15.b. Cruce de Ferrocarril Media-severidad.

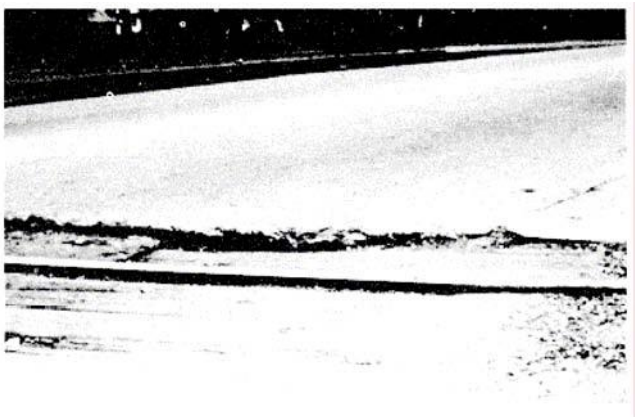


Figura C-15.c. Cruce de Ferrocarril Alta-severidad.

16. Escamadura / Agrietamiento de Mapa / Dilapidado (Scaling / Map Cracking / Crazing)

Descripción

El agrietamiento de mapa o dilapidado se refiere a una red de grietas poco profundas, finas o de la línea de pelo que se extienden sólo a través de la superficie del hormigón. Los grietas tienden a cortarse en los ángulos de 120 grados. El agrietamiento de mapa o dilapidado normalmente es causado por la sobre-consumación del hormigón, y puede llevar a aparecer una dilapidada superficie, que es la avería de la superficie de la losa a una profundidad de aproximadamente ¼ a ½ pulgadas (6 a 13 mm). La escamadura también pueden ser causada por sales descongelantes, construcción impropia, ciclos de helada y deshieles, y pobre agregado. El tipo de escamadura definida aquí no es causado por el agrietamiento "D". Si la escamadura es causada por el agrietamiento "D", debe estar bajo esa anomalía.

Niveles de Severidad

L – Dilapidado o agrietamiento de mapa existe en la mayoría del área de la losa; la superficie está en buena condición, con sólo dilapidado menor presente.

M – Losa escamada, pero <15% de la losa es afectada.

H – Losa escamada sobre >15% de su área.

Como Medir

Una losa escamada se cuenta como una losa. Dilapidado de severidad baja sólo debe medirse si una escamadura potencial parece ser inminente, o unos pedazos pequeños son desprendidos.

Opciones de Reparo

L – No haga nada.

M – No haga nada; reemplace la losa.

H – Parche a profundidad parcial o completa; reemplace la losa; recubrimiento.

Figura C-16.a. Escamadura / Agrietamiento de Mapa / Dilapidado Baja-severidad.

Figura C-16.b. Escamadura / Agrietamiento de Mapa / Dilapidado Media-severidad.

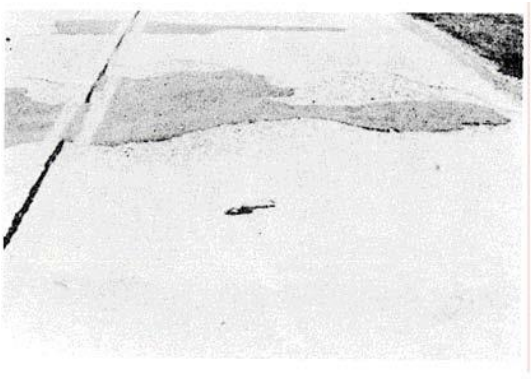


Figura C-16.c. Escamadura / Agrietamiento de Mapa / Dilapidado Alta-severidad.

17. Grietas de Contracción (Shrinkage Cracks)

Descripción

Las grietas de contracción son grietas de línea de pelo que son normalmente sólo unos pies de largo y no se extienden a través de la losa entera. Se forman durante el asentamiento y el curado del hormigón y normalmente no se extiende a través de la profundidad de la losa.

Niveles de Severidad

Ningún grado de severidad está definido. Es suficiente con indicar que grietas de contracción están presentes.

Como Medir

Si una o más grietas de contracción existen en una losa particular, la losa se cuenta como una losa con grietas de contracción.

Opciones de Reparo

L, M, H – No hacen nada.

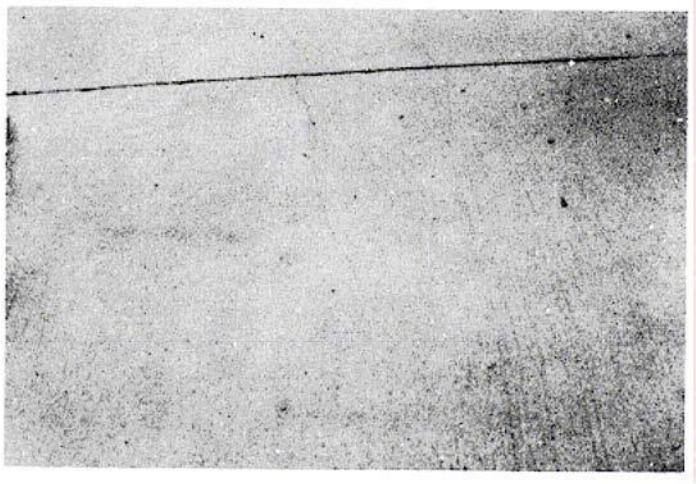


Figura C-17. Grietas de Contracción.

18. Escamadura de Esquina (Spalling, Corner)

Descripción

La escamadura de esquina es la avería de la losa dentro de aproximadamente 2 pies (0.6 m) de la esquina. Una escamadura de esquina difiere de un ruptura de la esquina en que la escamadura normalmente se dirige a cortar la junta, considerando que un ruptura se extiende verticalmente a través de la esquina de la losa. Las escamas < 5 pulgadas (127 mm) de la grieta a la esquina en ambos lados no deben medirse.

Niveles de Severidad

La Tabla C-4 muestra los niveles de severidad para la escamadura de esquina. La escamadura de esquina con un área menor a 10 pulgadas² (6452 mm²) de la grieta a la esquina en ambos lados no debe medirse.

Tabla C-4 Niveles de Severidad para Escamadura de Esquina

Profundidad de Escamas	Dimensiones de Lados de Escamas	
	5 x 5 pulgadas a 12 x 12 pulgadas (125 x 127 mm) a (305 x 305 mm)	>12 x 12 pulgadas (305 x 305 mm)
< 1 pulgadas (25 mm)	L	L
> 1 a 2 pulgadas (>25 a 51 mm)	L	M
> 2 pulgadas (51 mm)	M	H

Como Medir

Si una o más escamaduras de esquina con el mismo nivel de severidad están en una losa, ésta se cuenta como una losa con la escamadura de esquina. Si ocurre más de uno nivel de severidad, se cuenta como una losa con el nivel de severidad más alto.

Opciones de Reparo

L – No haga nada.

M – Parche de profundidad parcial.

H – Parche de profundidad parcial.

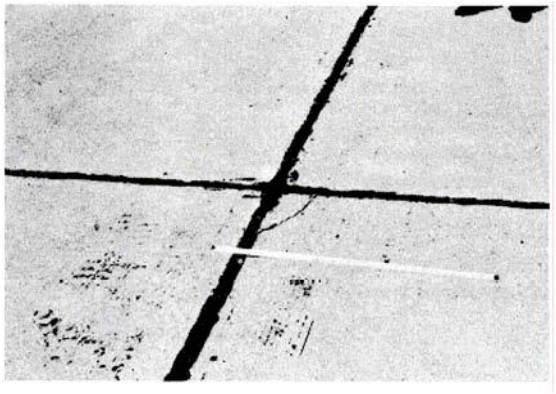


Figura C-18.a. Escamadura de Esquina Baja-severidad.

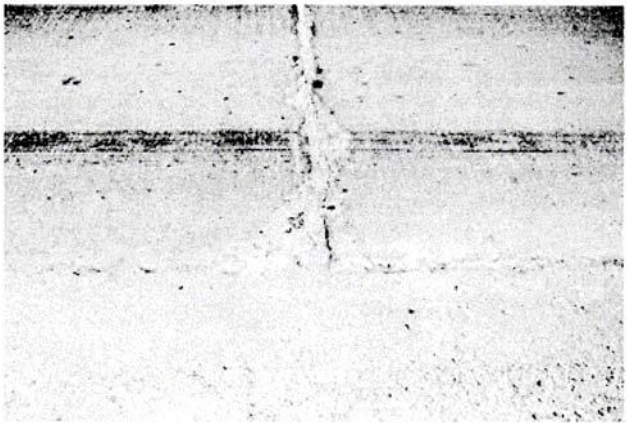


Figura C-18.b. Escamadura de Esquina Media-severidad.

Figura C-18.c. Escamadura de Esquina Alta-severidad.

19. Escamadura de Junta (Spalling, Joint)

Descripción

La escamadura de junta es la avería del borde de la losa dentro de 2 pies (0.6 m) de la junta. Una escamadura de junta normalmente no se extiende verticalmente a través de la losa, pero se corta la junta en un ángulo. La escamadura resulta de:

1. Esfuerzos excesivos en la junta causados por las cargas de tráfico o por la infiltración de materiales incompresibles.

2. Hormigón débil en la junta causado por sobre-trabajo.

3. Acumulación de agua en la junta y acción de helada y deshiele.

Niveles de Severidad

La Tabla C-5 muestra los niveles de severidad de la escamadura de junta. Una junta corroída donde el hormigón ha sido estropeado a lo largo de la junta entera se clasifica como severidad baja.

Tabla C-5 Niveles de Severidad para Escamadura de Junta

Pedazos de Escamadura	Ancho de Escamadura	Longitud de Escamadura	
		< 2 pies (0.6 m)	>2 pies (0.6m)
Firme - No puede removerse fácilmente (puede ser unos pedazos perdidos)	< 4 pulgadas	L	L
	>4 pulgadas (102 mm)	L	L
Suelto - Puede ser removidos y algunos pedazos están perdidos; si la mayoría o todos los pedazos están perdidos, escamas son poco profundas, a menos de 1 pulgadas (25mm)	< 4 pulgadas	L	M
	>4 pulgadas	L	M
La perdida-mayoría o todos los pedazos ha sido removidos	< 4 pulgadas	L	M
	>4 pulgadas	M	H

Como Medir

Si las escamas están a lo largo del borde de una losa, se cuenta como una losa con escamadura de junta. Si la escamadura está en más de un borde de la misma losa, el borde que tiene la severidad más alta se registra y se reporta como una losa. La escamadura de junta también pueden ocurrir a lo largo de los bordes de dos losas adyacentes. Si éste es el caso, cada losa se reporta con escamadura de junta.

Opciones de Reparo

L – No haga nada.

M – Parche de profundidad parcial.

H – Parche de profundidad parcial; reconstruya la junta.

Figura C-19.a. Escamadura de Junta Baja-severidad.

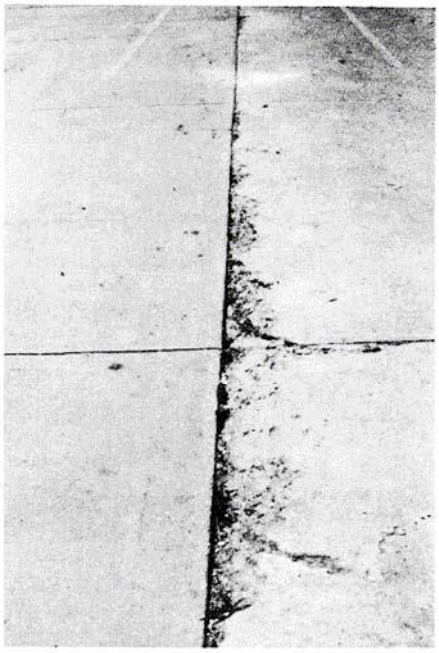


Figura C-19.b. Escamadura de Junta Media-severidad.

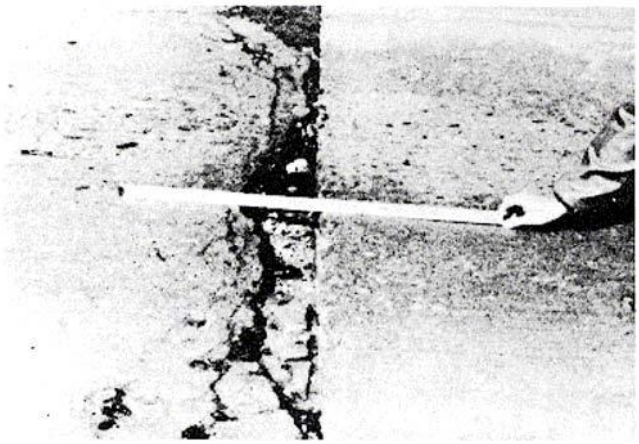


Figura C-19.c. Escamadura de Junta Alta-severidad.

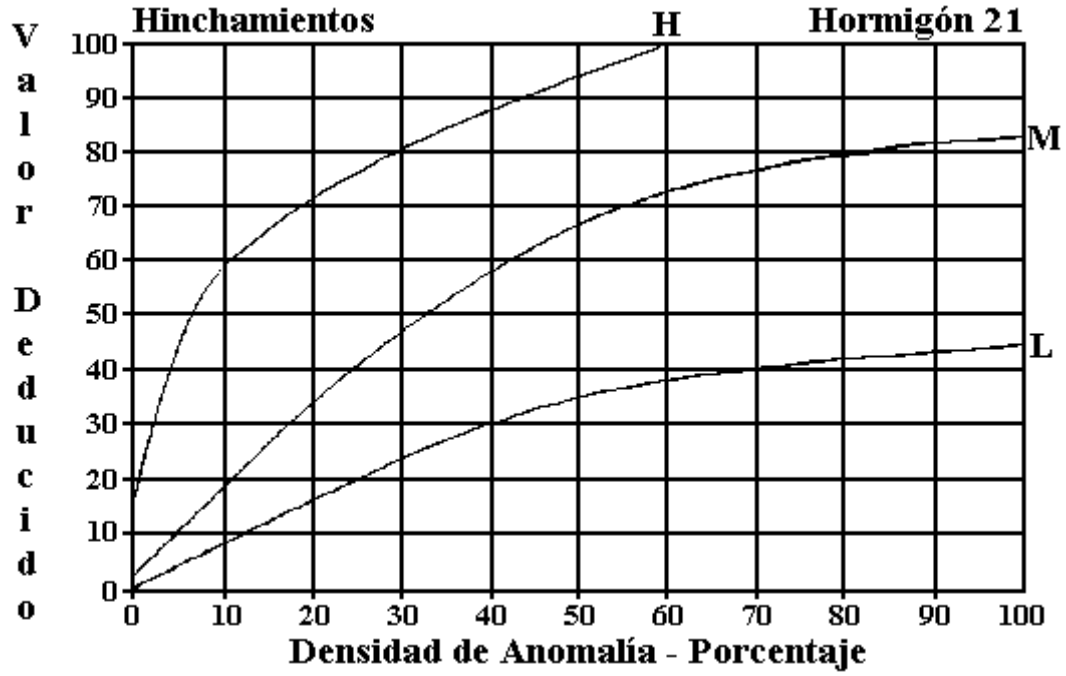


Figura C-20. Hinchamiento / Pandeo.

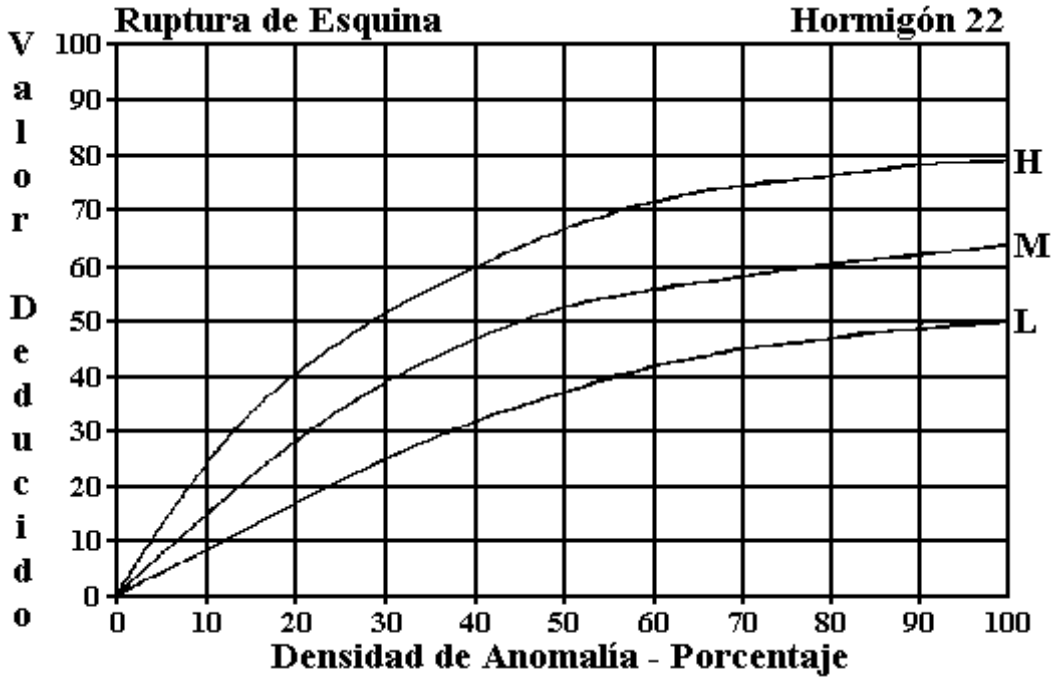


Figura C-21. Ruptura de Esquina.

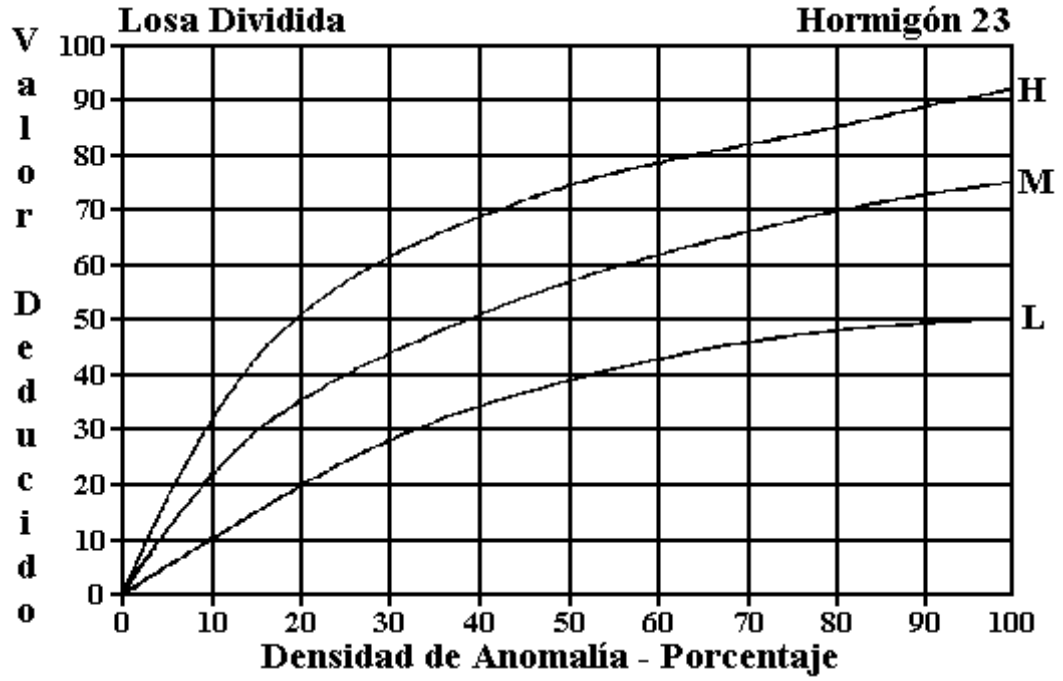


Figura C-22. Losa Dividida.

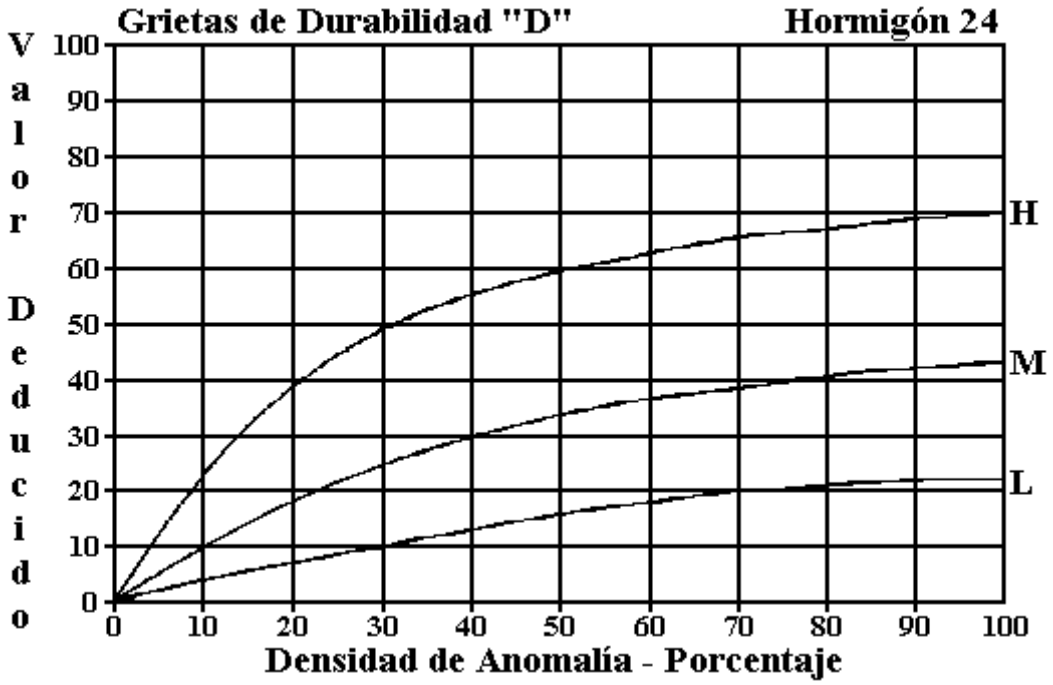


Figura C-23. Agrietamiento ("D") de Durabilidad.

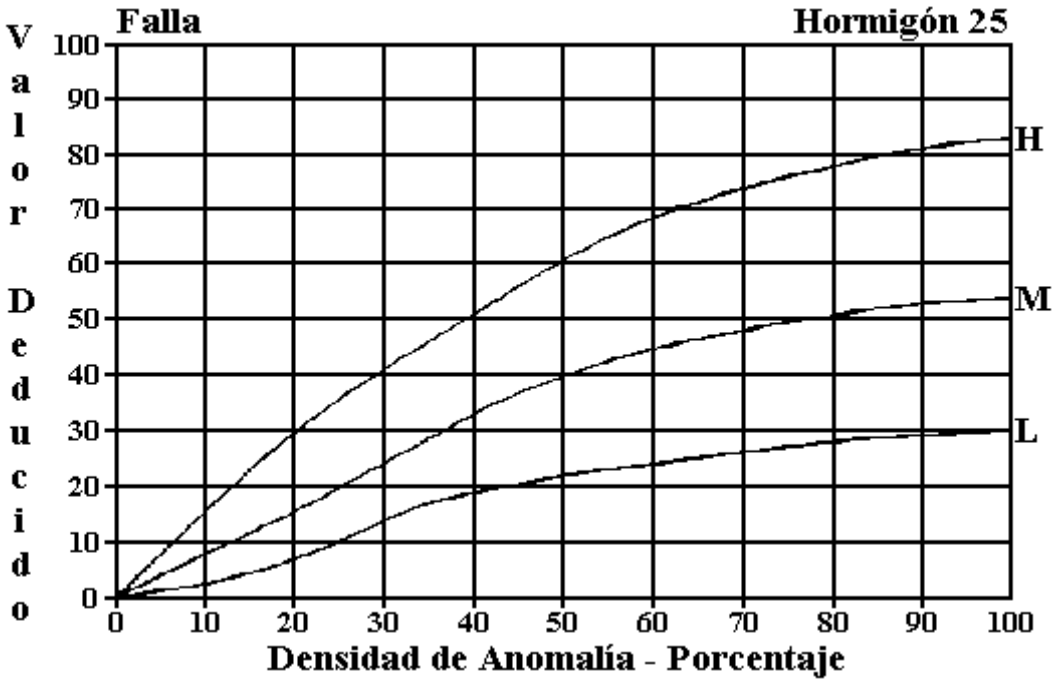


Figura C-24. Falla.

Daño del Sello de Junta Hormigón 26

El daño del sello de junta no es medido por densidad. La severidad de la anomalía es determinada por la condición del sellante para una unidad de muestra simple.

Los valores deducidos para los tres niveles de severidad son:

Bajo	2 puntos
Medio	4 puntos
Alta	8 puntos

Figura C-25. Daño del Sello de Junta.

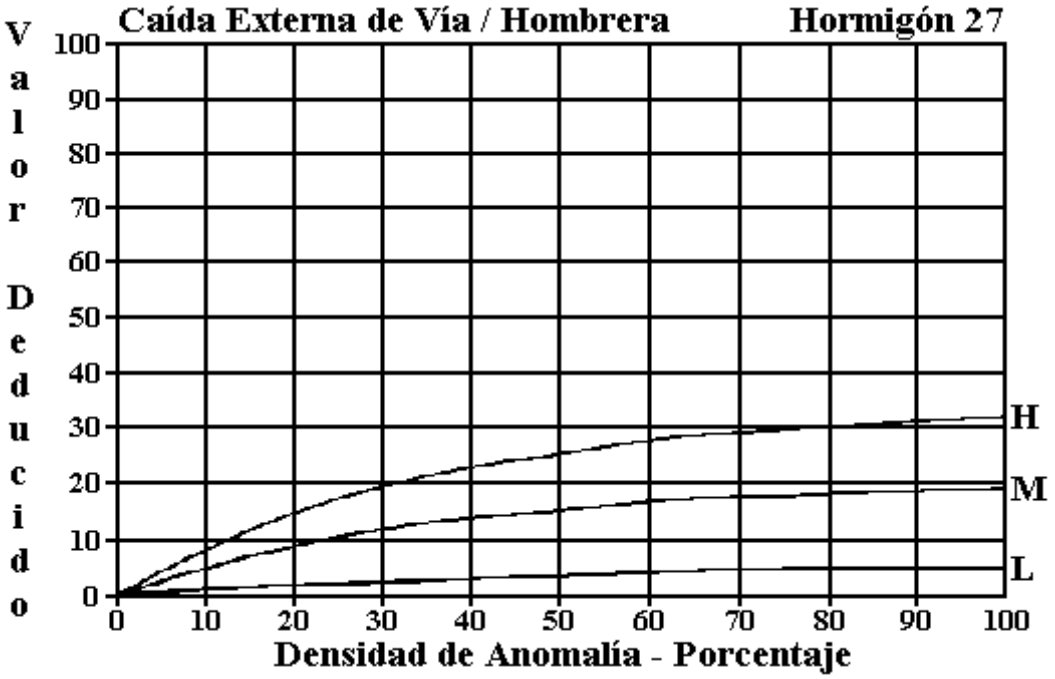


Figura C-26. Caída Externa de Vía / Hombrera.

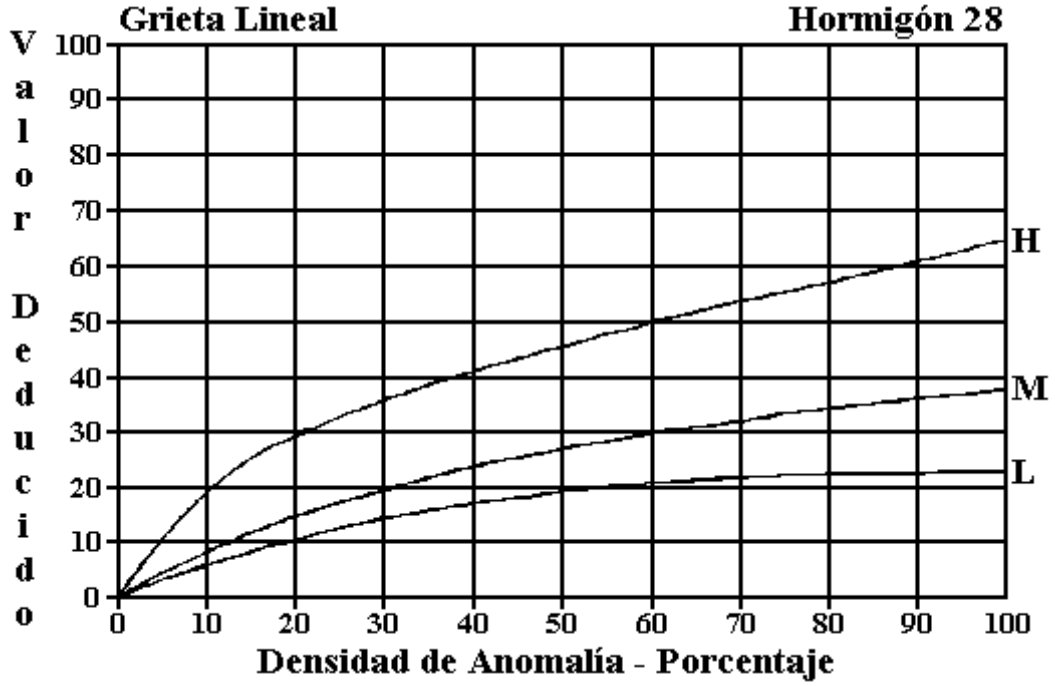


Figura C-27. Agrietamiento Lineal.

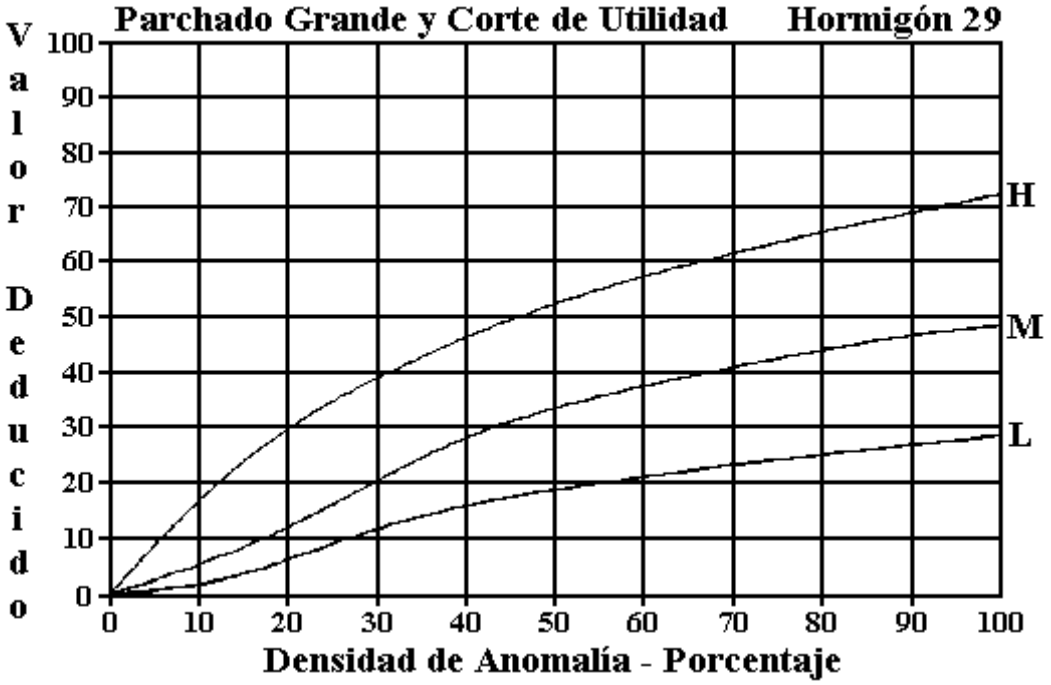


Figura C-28. Parchado Grande y Corte de Utilidad.

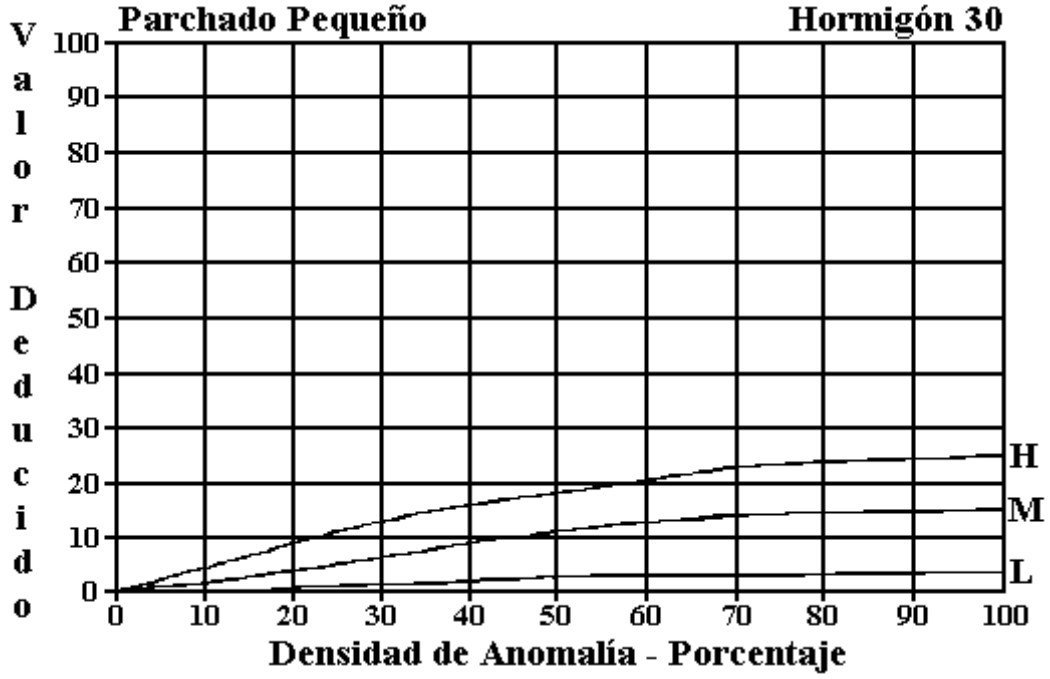


Figura C-29. Parchado Pequeño.

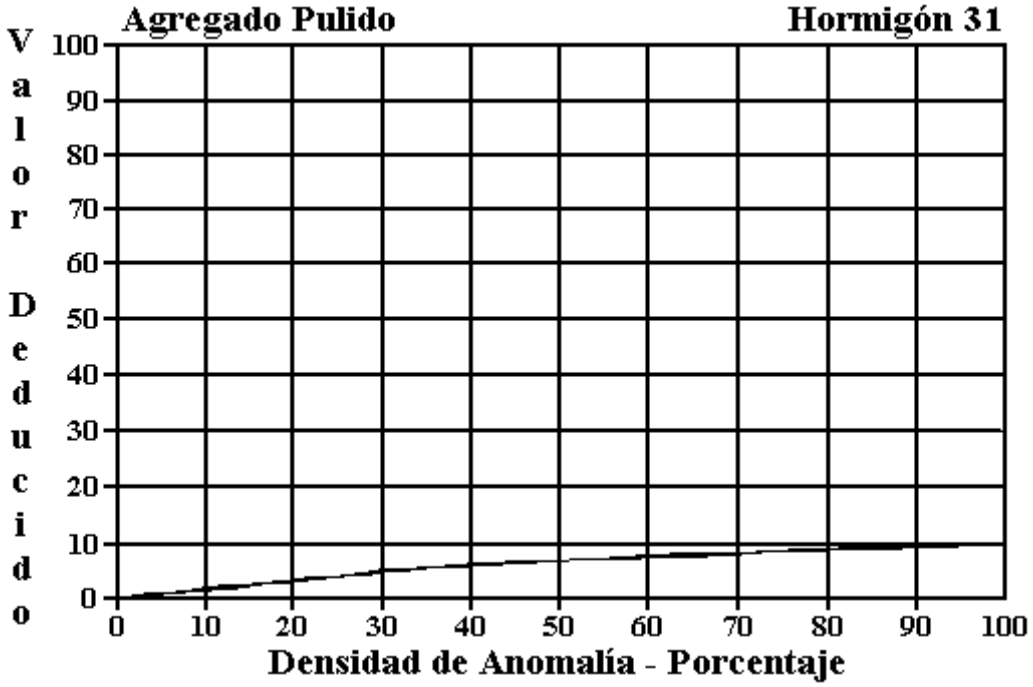


Figura C-30. Agregado Pulido.

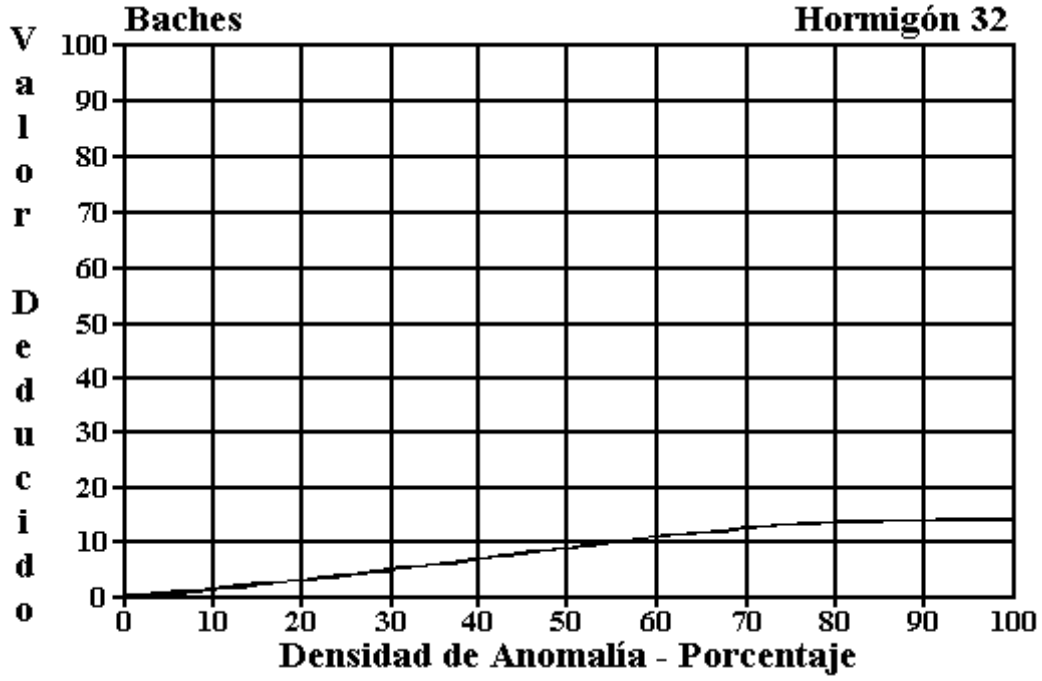


Figura C-31. Baches.

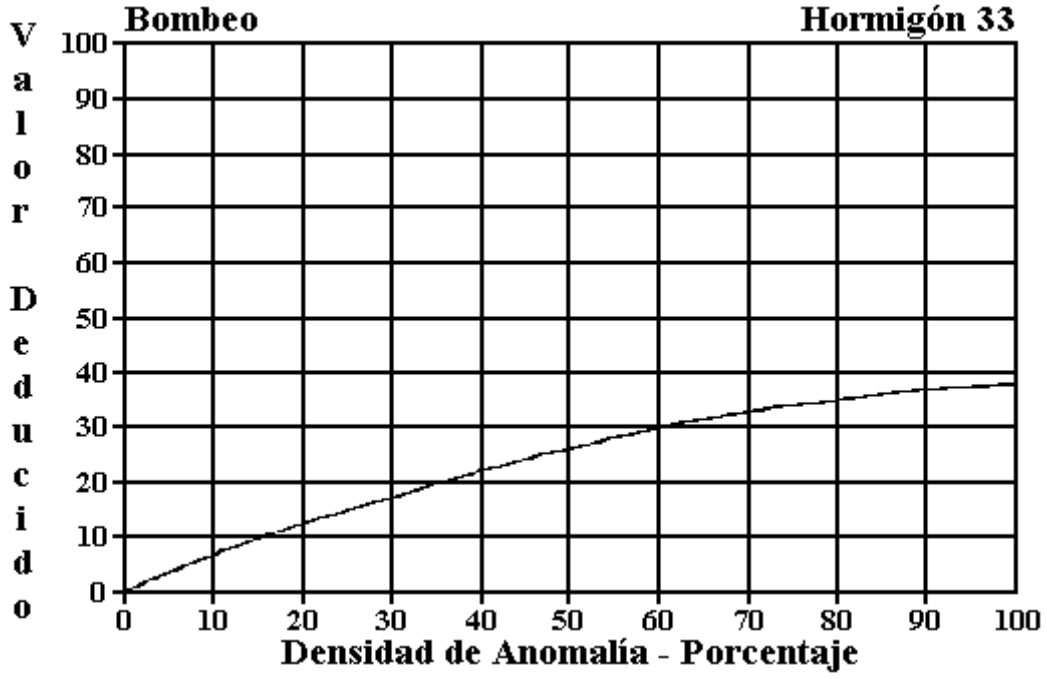


Figura C-32. Bombeo.

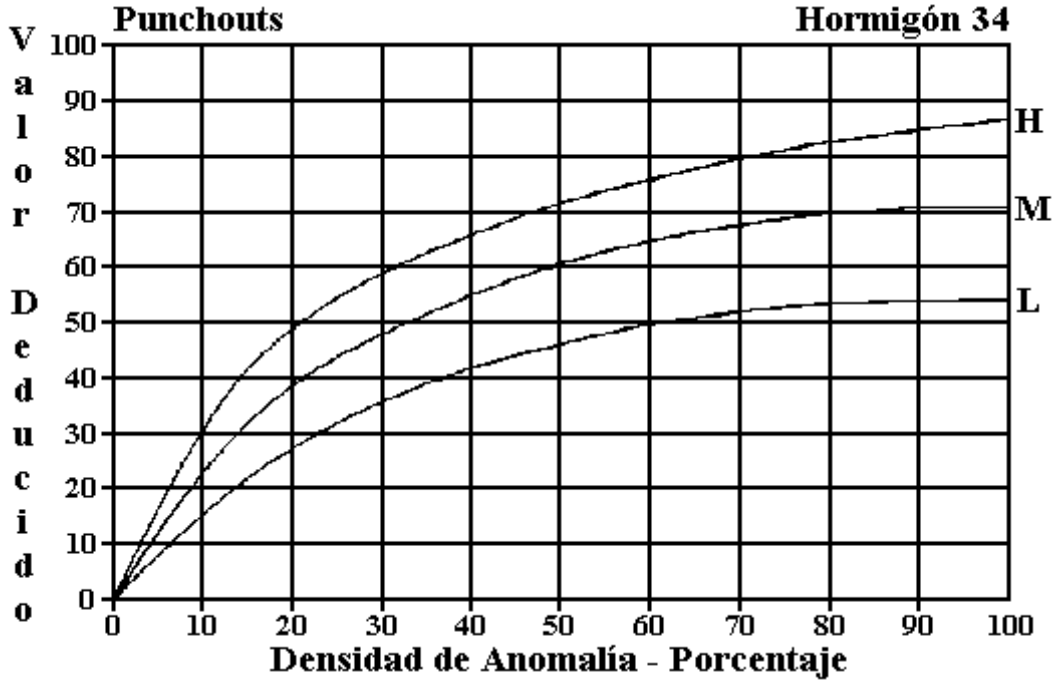


Figura C-33. Punchout.

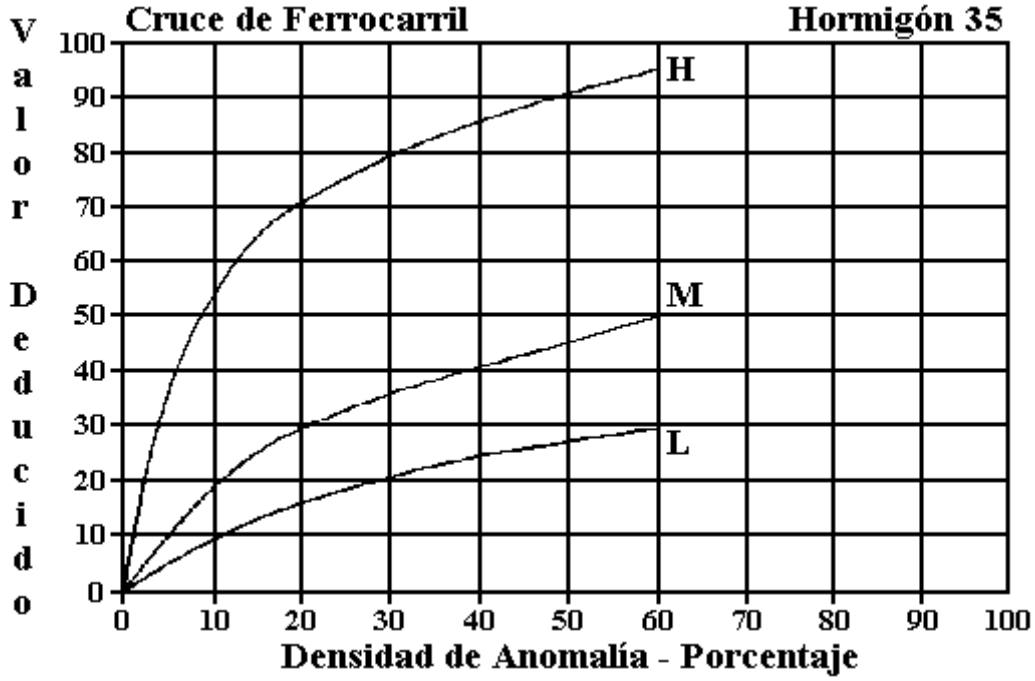


Figura C-34. Cruce de Ferrocarril.

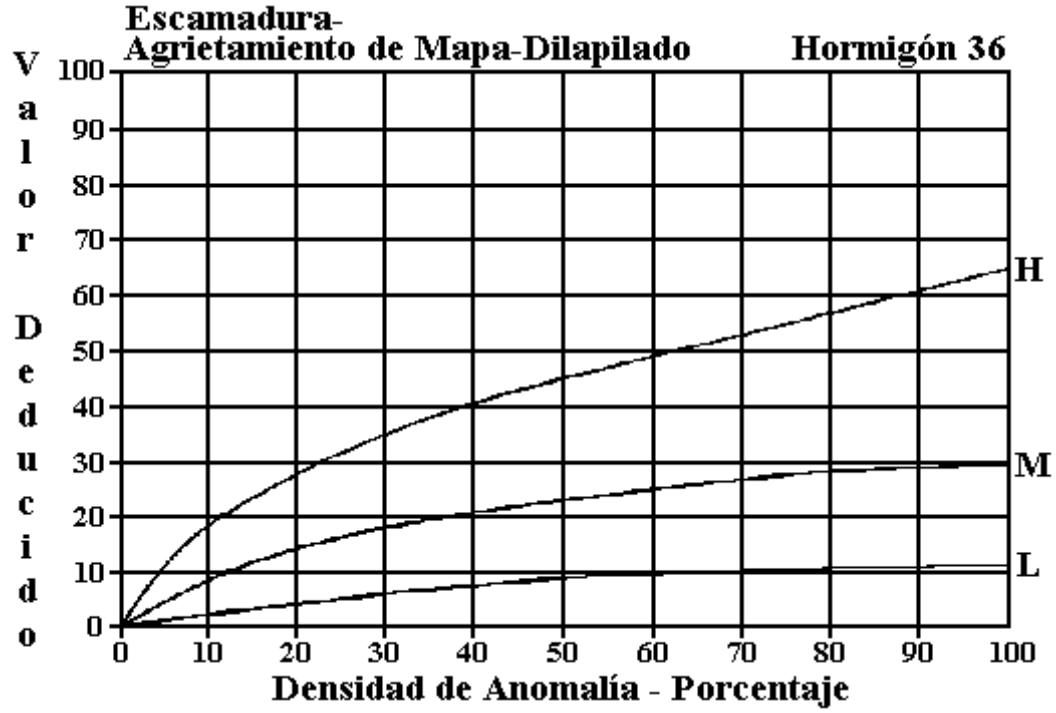


Figura C-35. Escamadura / Agrietamiento de Mapa / Dilapidado.

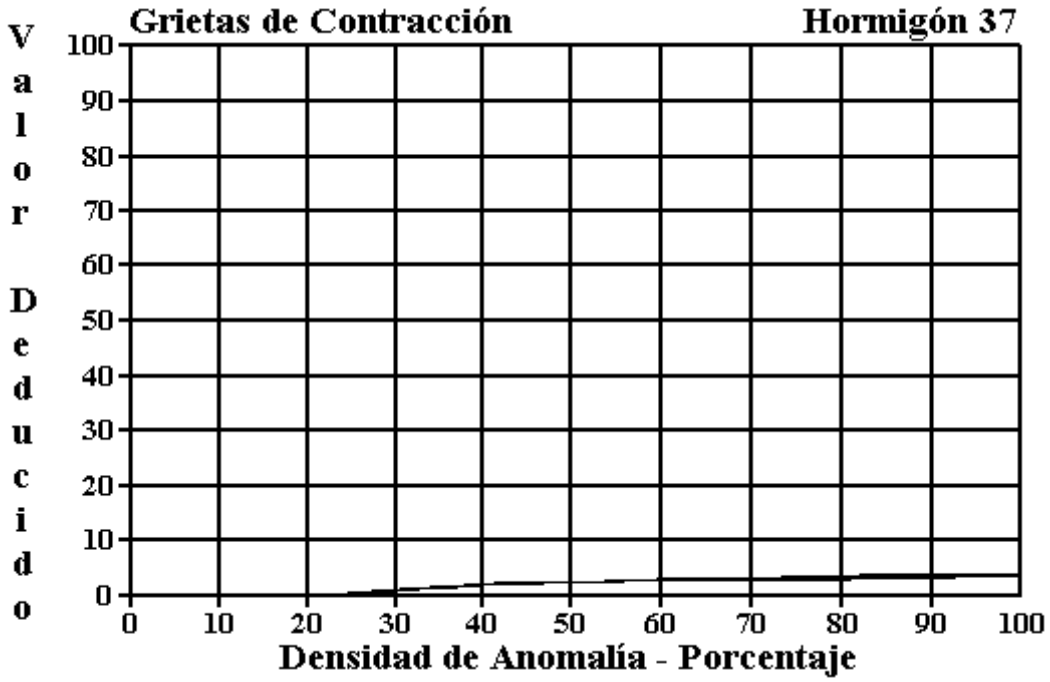


Figura C-36. Grietas de Contracción.

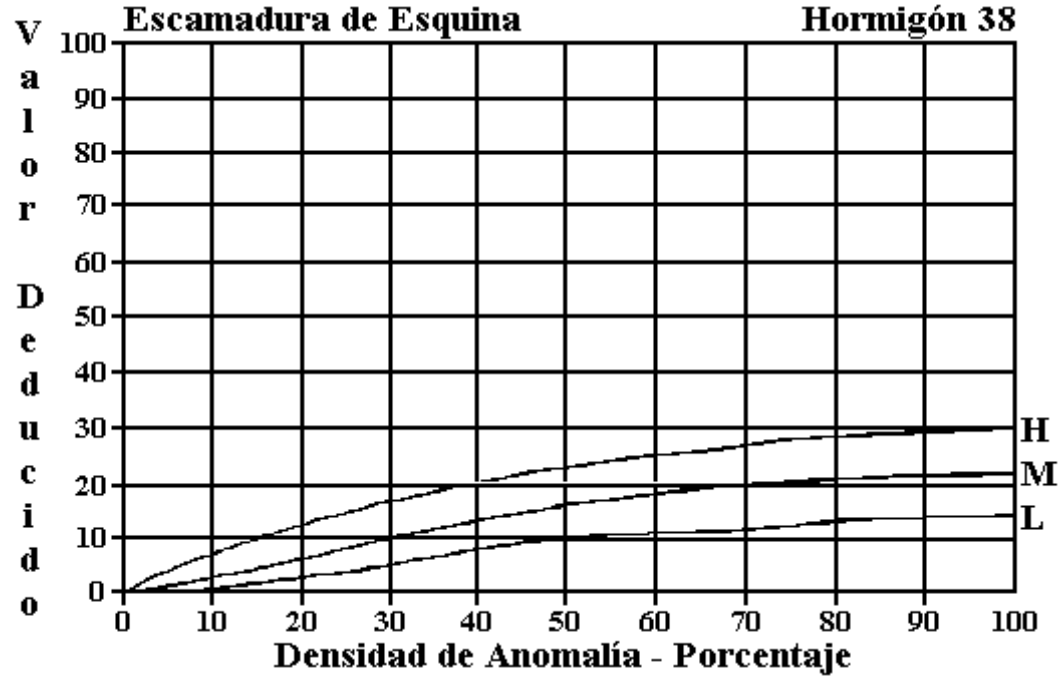


Figura C-37. Escamadura de Esquina.

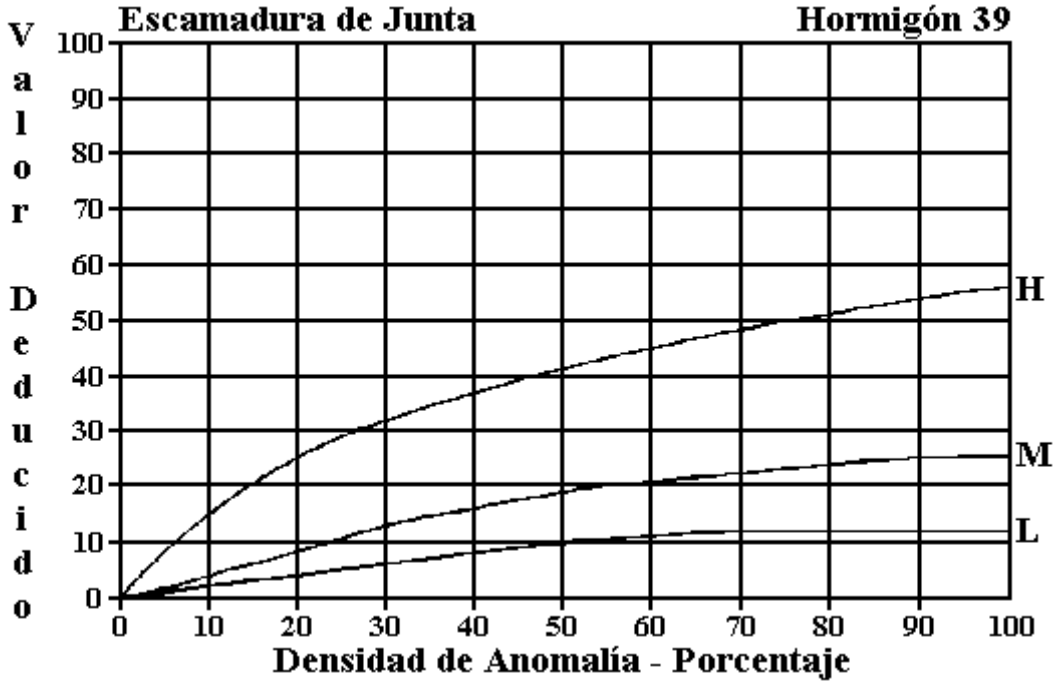


Figura C-38. Escamadura de Junta.

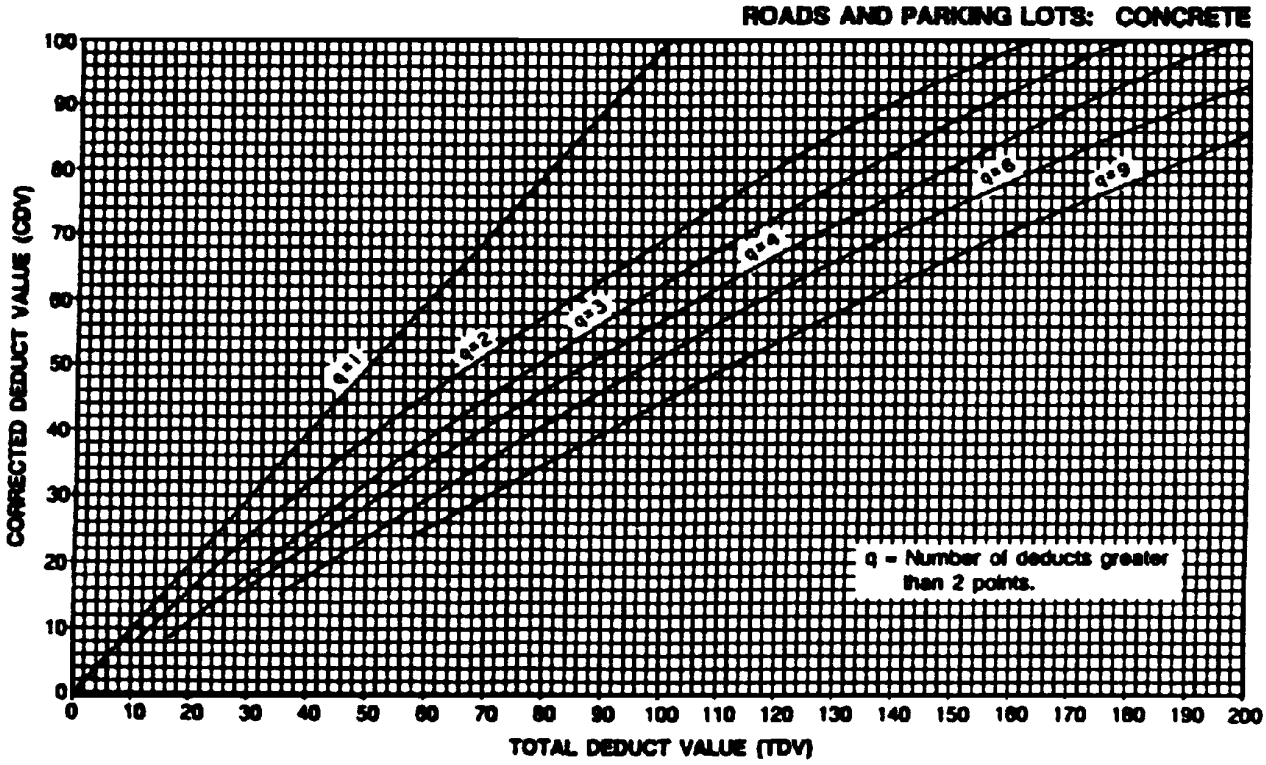

ROADS AND PARKING LOTS: CONCRETE
CORRECTED DEDUCT VALUE (CDV)
TOTAL DEDUCT VALUE (TDV)
q=1
q=2
q=3
q=4
q=6
q=9
q = Number of deducts greater than 2 points.
0 10 20 30 40 50 60 70 80 90 100 110 120 130 140 150 160 170 180 190 200

Figura C-39. Valores Deducidos Corregidos para pavimento de hormigón unido.

BIBLIOGRAFÍA

BIBLIOGRAFÍA

ASPHALT INSTITUTE'S THICKNESS DESIGN MANUAL (MS-1), Ninth Edition, E.E.U.U., 1981.

AYLLÓN ACOSTA, JAIME, "Guía para el Diseño de Pavimentos de Concreto Asfáltico", Cochabamba Bolivia, Abril del 2004.

CURSO DE DISEÑO DE PAVIMENTOS MÉTODO AASHTO – 1997, Instituto Boliviano del Cemento y el Hormigón, 2000.

DAS, BRAJA M., "Principles of Geotechnical Engineering", Editorial International Thomson Publishing Inc., 4ta Edición, Boston E.E.U.U., 1998.

INSTITUTO TECNOLÓGICO DE AERONÁUTICA, Ingeniería de Pavimentos, Brasil, 2000.

M.Y. SHAHIN. "Pavement Management for Airports, Roads and Parking Lots", Editorial Chapman & Hall, New York E.E.U.U., 1994.

NOGUEIRA BAPTISTA, CYRO, "Pavimentação Tomo I - Ensaios Fundamentais para a Pavimentação - Dimensionamentos dos pavimentos flexíveis", Editorial Globo, 4ta Edición, Porto Alegre Brasil, 1981.

NOGUEIRA BAPTISTA, CYRO, "Pavimentação Tomo III - Revestimentos – Pavimentos Rígidos - Conservação.dos pavimentos", Editorial Globo, 4ta Edición, Porto Alegre Brasil, 1981.

SALAZAR RODRÍGUEZ, AURELIO, "Guía para el diseño y construcción de pavimentos rígidos", Primera Edición, México, 1998.

STANDARD SPECIFICATIONS FOR TRANSPORTATION MATERIALS AND METHODS OF SAMPLING AND TESTING, AASHTO, 24ª Edición, 2004.

THE ASPHALT INSTITUTE, Manual del Asfalto, Productos Asfálticos S. A., Madrid, España.

VIVAR ROMERO, GERMAN, "Diseño y Construcción de Pavimentos" 2da Edición, Perú, 1995.

WRIGHT, PAUL H. & PAQUETTE, RADNOR J., "Ingeniería de Carreteras" Editorial Grupo Noriega, 5ta Edición, México, 1993.